

# Ueber den Transport der Eisenconstruktion für die Donaubrücke

der k. k. priv. österr. Staatseisenbahn-Gesellschaft zwischen  
Prater und Stadlau nächst Wien.

Mitgetheilt von dem Bauleitungs-Chef, Inspector

**Heinr. Schmidt.**

Die Donaubrücke der k. k. priv. österr. Staatseisenbahngesellschaft zwischen dem untern Prater und dem Orte Stadlau besteht aus zwei Abtheilungen; aus einer definitiven Brücke mit steinernen Pfeilern und eisernem Oberbau, ferner aus einer provisorischen Holzbrücke, welche sich direct an die definitive Brücke anschließt. Die definitive Brücke hat eine Länge von  $2400' = 758.66^m$  zwischen den beiden Widerlagern, mit den letztern ist sie  $2476' = 782.700^m$  lang. Die provisorische Holzbrücke hat eine Länge vom linkseitigen Widerlager der definitiven Brücke bis zur Stirne ihres linken Widerlagers von  $612' = 193.46^m$ , so dass die ganze Länge der jetzigen Donaubrücke zwischen dem rechten Widerlager der definitiven und dem linken Widerlager der provisorischen Brücke  $3012' = 952.12^m$  beträgt.

Die provisorische Brücke, welche aus 9 Oeffnungen zu je  $60' = 18.966^m$  zusammen  $540' = 170.700^m$  von Jochmitte zu Jochmitte, einer Oeffnung von  $42' = 13.276^m$  und einer Oeffnung von  $23' = 7.270^m$  zusammen 11 Oeffnungen mit  $605' = 191.246^m$  besteht, die mit Sprengwerken überbrückt sind, liegt in einem Bogen von  $250^\circ = 474^m$  Halbmesser und soll nach vollendeter Donauregulirung entfernt und durch einen Erddamm ersetzt werden.

Die definitive Donaubrücke besteht wiederum aus zwei Abtheilungen, aus der Hauptbrücke über die große Donau mit fünf Oeffnungen zu je  $240' = 75.866^m$  Lichtweite, zusammen  $1200' = 379.332^m$  und 5 Strompfeilern zu je  $12' = 3.793^m = 60' = 18.966^m$

Zusammen  $1260' = 398.298^m$

und aus der Inundationsbrücke mit zehn Oeffnungen zu je  $106.8' = 33.76' = 1068' = 337.605^m$  u. 9 Steinpfeilern zu je  $8' = 2.529^m$ ; zusam.  $72' = 22.760^m$

Zusammen  $1140' = 360.365^m$

Auf Blatt 9 ist eine Ansicht sammt Grundriß der definitiven Brücke zu sehen, auf Blatt 10 der Querschnitt.

Die Hauptbrücke besteht aus zwei über alle fünf Oeffnungen zusammenhängenden  $399.452^m = 1263.65'$  langen eisernen Gitterträgern, zwischen welchen zwei Fahrgeleise liegen; die Achsenweite der Gitterträger beträgt  $8.43^m = 26.67'$ , die Lichtweite zwischen denselben aber  $7.59^m = 24'$ , während die lichte Höhe zwischen der Schienenoberkante

und den obern Querverbindungen in der Mitte der Brücke  $6.127^m = 19.38'$  ist.

Die Inundationsbrücke ist ebenfalls für zwei Geleise hergestellt und zwar liegen letztere direct über den Trägern, so dass sich unter jedem Geleisstrange ein Brückenträger befindet. Die Brückenträger sind, von der Hauptbrücke ausgehend, zweimal über je vier Oeffnungen zusammenhängend, für die beiden letzten Oeffnungen sind jedoch Einzelträger gewählt, weil das Ende der Brücke noch in die oben schon erwähnte Curve von  $250^\circ = 474^m$  Halbmesser fällt, die einzelnen Brückenträger daher nicht mehr in der Richtung der Hauptachse liegen konnten, sondern in gebrochenen Linien angeordnet werden mußten. Die ganze Inundationsbrücke wurde auf festen Gerüsten an Ort und Stelle montirt und bot dies durchaus keine Schwierigkeiten.

Die Hauptbrücke, deren zusammenhängende Träger eine Länge von  $1263.65' = 399.452^m$  haben, wurde, um die Donauschiffahrt nicht zu stören, auf dem Lande des rechtseitigen Donaunfers zusammengesetzt und dann mittelst Zugvorrichtung auf Rollen frei, ohne Zwischenunterstützung auf die Flusspfeiler an Ort und Stelle geschoben.

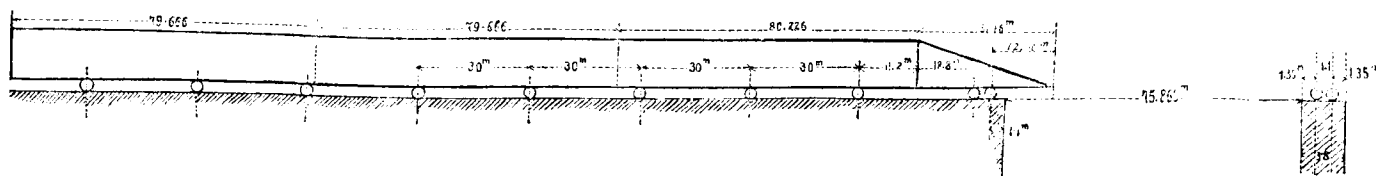
Es war zu diesem Zwecke ein  $250^m$  langer Werkplatz auf dem rechten Donauufer hergestellt, auf welchem zuerst drei Fünftheile der Brücke zusammengesetzt, diese sodann über die Pfeiler I und II geschoben, ferner die letzten zwei Fünftheile angesetzt wurden, worauf endlich die ganze Brücke über die noch freien drei Oeffnungen transportirt worden ist.

Ueber die Art und Weise dieses Transportes werde ich hier einige Mittheilungen machen, und wenn dies etwas ausführlich geschieht, so ist es aus dem Grunde, weil zur Zeit in Wien und in Oesterreich mehrere Donaubridgen theils schon im Bau begriffen sind, theils in nächster Zeit sicher in Angriff genommen werden und bei der einen oder der anderen Brücke die Frage in Betracht kommen kann, ob die Eisenconstruktion auf festen Gerüsten an ihrem definitiven Standorte, oder wie in diesem Falle, seitwärts auf einem Werkplatze montirt und dann erst an Ort und Stelle gebracht werden soll.

Wie schon bemerkt, geschah der Transport dieser Brücke in zwei verschiedenen Perioden. Zur Zeit der ersten Transportperiode war die Eisenconstruktion auf eine Länge von  $239.6^m$  für drei Brückenöffnungen montirt und ruhte auf acht Rollenpaaren die jeweils  $30^m$  von einander entfernt waren.

Ferner standen ebenfalls auf  $30^m$  Entfernung von den letzten Einzelrollenpaaren, auf der Brustmauer des rechtseitigen Widerlagers Doppelrollenpaare, sowie auch auf

Fig. 1.



jedem Brückenpfeiler; die Entfernung der Doppelrollenpaare betrug von Mitte zu Mitte 79·666<sup>m</sup> und die der jeweils einander nächstliegenden Rollen = 78·566<sup>m</sup> (siehe Fig. 1).

Auf dem Widerlager und den Pfeilern waren deshalb doppelte Rollenpaare angebracht, damit sich der große Druck gleichförmiger auf das Mauerwerk vertheilt, ferner damit im Falle eines Bruches der einen Rolle die andere trägt, denn die Rollen waren von Guß und nur die Achsen von Schmiedeisen, endlich damit die untern Gurtungen der Brückenträger auf größeren Flächen aufruhten, und nicht so kurz abgebogen wurden, als wenn die Auflagerung nur auf der Tangentiallinie einer Rolle stattgefunden hätte.

Am vordern Ende der Brückenconstruction war ein 31·46<sup>m</sup> langer Schnabel angebracht, der den Zweck hatte, bei seinem Vortasten auf die nächststehenden Rollen einen Theil der frei überhängenden Last der Brückenconstruction auf die Rollen zu übertragen, lange bevor die Brücke selbst auf diese letzteren aufläuft, um dadurch die Brücke selbst vor zu großer Biegung und Materialinanspruchnahme zu bewahren. Da der Schnabel auf die Längeneinheit ein bedeutend geringeres Gewicht als die Brücke selbst hat und bei der Vorwärtsbewegung die Rollen auf den Strompfeilern um etwa 30<sup>m</sup> früher erreicht als die Brückenträger, so wird dadurch die freie Ragweite derselben über den letzten Stützpunkt im Verhältnis der Gewichts differenzen verkürzt und die schädliche Inanspruchnahme der Construction entsprechend vermindert. Wie später durch die Rechnung nachgewiesen wird, wurde durch diesen Schnabel die Pfeilerentfernung für den Transport um 19·9<sup>m</sup> reducirt.

In der ersten Transportperiode war die zu bewegende Last folgende:

- |   |                |
|---|----------------|
| a) Gewicht der fünften, 80·226 <sup>m</sup> langen Brückenabtheilung, inbegriffen die provisorischen Absteifungen der Gitterwände und die Gurtungsverstärkungen wegen des Transportes, zusammen . . . . . | 8500 Zoll-Ztr. |
| b) Gewicht d. 4 <sup>ten</sup> , 79·666 <sup>m</sup> langen Abth. =   | 7700 "         |
| c) Gewicht d. 3 <sup>ten</sup> , 79·666 <sup>m</sup> " " =  | 7500 "         |
| zusammen 239·558 <sup>m</sup>   |                |
| d) Gew. des Schnabels (Eisen 680, Holz 320) =   | 1000 "         |
| e) Gewicht einer auf der Brücke liegenden Hilfsbahn sammt Pfostenbelag und Gehsteg . . . . .  | = 700 "        |

Gesamtgewicht 25400 Zoll-Ztr.  
= 1270 Tonnen oder rund circa 5300<sup>t</sup> pr. laufenden Meter.

Zur Bewegung dieser Last war auf dem rechtseitigen Widerlager der Brücke ein auf festem Holzroste liegender Apparat angebracht, der aus Blatt 10 näher zu sehen ist. Er bestand im Wesentlichen aus zwei, zu beiden Seiten der Brücke liegenden, dreifach übersetzten Getrieben, welche durch gemeinsame Horizontalachsen miteinander verbunden waren, somit gleichzeitig auf die letzteren wirkten. An den ersten Getrieben waren Kurbeln angebracht für je acht bis zehn Arbeiter auf jeder Seite und auf der letzten Radwelle saßen drei Zahnräder, welche in drei Gall'sche Ketten eingriffen, die in einer Entfernung von 30 bis 36<sup>m</sup> an den

Querträgern der Brücke eingehängt waren und dieselbe, welche auf den Transportrollen ruhte, zogen oder schoben. Die eingezogenen Gall'schen Ketten senkten sich hinter den Zahnrädern in Gruben und wurden jeweils nach einer Transportweite von 25 bis 30<sup>m</sup> wieder ausgestreckt und um so viel weiter nach hinten an der Brücke befestigt.

Der Bewegungsmechanismus hatte eine 512fache Uebersetzung, nämlich drei Getriebe, deren Durchmesser zu den zugehörigen Rädern im Verhältnisse von 1:8 standen; ferner hatte die Kurbelbewegung einen Halbmesser von 0·507<sup>m</sup> und die Räder auf der letzten Welle, welche in die Gall'schen Ketten eingriffen, einen Halbmesser des Theilkreises von 0·207<sup>m</sup>, daher war die ganze Kraftübersetzung eine  $\frac{0.507 \cdot 512}{0.207} = 1250$ fache.

Die gußeisernen Transportrollen, auf welchen die Brücke ruhte, hatten 0·94<sup>m</sup> und deren schmiedeiserne Zapfen 0·24<sup>m</sup> Durchmesser. Da die Gesamtlast 1270<sup>t</sup> betrug, so war bei Annahme eines Reibungscoefficienten von 0·08 die Zapfenreibung =  $1270 \cdot 0 \cdot 08 \cdot \frac{24}{94} = 25 \cdot 940^t$ .

Die rollende Reibung zwischen Gurtung und Rollenumfang ist nach Weissbach  $\frac{0 \cdot 03 \cdot D}{R}$ , worin  $D$  den Druck und  $R$  den Halbmesser der Rolle in Zollen bedeutet, hier also  $\frac{0 \cdot 03 \cdot 1270}{18''} = 2 \cdot 111^t$ .

Die ganze Zugkraft  $Z$  würde sich somit zusammensetzen aus der rollenden Reibung und Zapfenreibung:  
 $Z = 2 \cdot 111 + 25 \cdot 940 = 28 \cdot 051$  Tonnen, und der Coefficient für diese Widerstände wäre  $w = \frac{28 \cdot 051}{1270} = 0 \cdot 022$ .

An den Kurbeln des Bewegungsmechanismus, der eine 1250fache Kraftübersetzung hat, dürfte daher nur eine Kraft von  $\frac{28 \cdot 051}{1250} = 0 \cdot 02244^t$  oder 22·44<sup>t</sup> wirken, oder aber da man bei demselben doch nur etwa 50 Percent Nutzeffect rechnen kann, eine Kraft von 45<sup>t</sup> oder 90 Zollpfund; es hätten somit bei einer Arbeitskraft von 15<sup>t</sup> = 30 Pfund per Mann, drei Mann die ganze Last bewegen müssen.

Diese theoretisch berechnete Kraft hat aber in Wirklichkeit nicht ausgereicht, sondern war bedeutend größer, denn es arbeiteten an den beiderseitigen Kurbeln je 8, zusammen also 16 Mann mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von 1·4<sup>m</sup> bis 1·5<sup>m</sup> in der Secunde.

Da kein Dynamometer vorhanden war, konnte die zur Bewegung erforderliche Kraft nicht genau gemessen werden, doch versuchte ich dadurch die Kraft möglichst genau zu erhalten, dass, nachdem der Bewegungsmechanismus durch 16 Mann in regelmäßigen Gang gebracht war, nach und nach so viel Mannschaft von den Kurbeln weggenommen wurde, bis die noch verbleibende Anzahl Arbeiter mit der größtmöglichen Anstrengung gerade noch im Stande waren, die Bewegung fortzusetzen. Dies war mit 6 Mann möglich, bei größter Kraftanstrengung und mit einer Kurbelgeschwindigkeit von 73<sup>cm</sup> (2' 4''), jedoch nur

eine Minute lang. Nimmt man daher an, auf diese kurze Zeit sei die Kraftanstrengung eines Mannes bis auf  $20^k$  gesteigert worden, so hätten diese 6 Mann mit  $6 \cdot 20 = 120^k$  gearbeitet.

Bedeutet

$Q$  die zu bewegende Last auf den Rollen,

$P$  die Kraft an der Kurbel,

$u$  das Uebersetzungsverhältnis der letzteren durch den Bewegungsmechanismus  $= 1250$ .

$w$  den Widerstandscoefficienten, durch welchen alle vorkommenden Widerstände, als Zapfenreibung, rollende Reibung, Zahnreibung, so wie die durch Unebenheiten in der Bewegungsebene entstehenden Widerstände ausgedrückt sind, so muß die Gleichung stattfinden:

$$P \cdot u = w \cdot Q; \quad w = \frac{P \cdot u}{Q}.$$

In diesem Falle ist:

$$Q = 1270^k; \quad P = 0 \cdot 120^k; \quad u = 1250$$

daher

$$w = \frac{0 \cdot 120 \cdot 1250}{1270} = 0 \cdot 1181.$$

Zeitweise jedoch waren alle 16 Arbeiter angestrengt, so dass jeder mindestens mit  $15^k$  arbeitete, also  $P = 16 \cdot 15 = 240^k$  wurde, somit  $w$  sich steigerte auf

$$w = \frac{0 \cdot 240 \cdot 1250}{1270} = 0 \cdot 2362.$$

Die Arbeiter machten in der Minute im Maximum 33 Kurbelumdrehungen, dies entspricht bei  $0 \cdot 5^m$  Kurbelhalbmesser einer Geschwindigkeit von  $1 \cdot 73^m$  in der Secunde, wenn die Arbeiter aber schon etwas ermüdet waren, sank die Anzahl der Umdrehungen auf 27, also die Geschwindigkeit auf  $1 \cdot 41^m$ , man kann somit die mittlere Anzahl der Kurbelumdrehungen auf 30 festsetzen und die mittlere Geschwindigkeit auf  $1 \cdot 57^m$ . Dies gibt eine Geschwindigkeit für die zu bewegende Last bei einer 1250fachen Uebersetzung von  $0 \cdot 001256^m$  in der Secunde, oder  $0 \cdot 07536^m$  in der Minute ( $2'' 10'''$ ) oder von  $4 \cdot 5216^m = 14 \cdot 3'$  in der Stunde.

Wenn keine besondern Zwischenfälle eintraten, war auch die mittlere Transportweite per Stunde  $4 \cdot 5^m$  und stieg zuweilen bis  $5^m$ , welche letztere Geschwindigkeit 33 Kurbelumdrehungen entspricht.

Es war doppelte Mannschaft aufgestellt, die sich jeweils nach 512 Umdrehungen, also nach 16 bis 20 Minuten ablöste und zwar so, dass die Ablösung nicht an beiden Kurbeln zugleich, sondern je in gleichen Zeiträumen, bald an der einen, bald an der andern geschah, es wurde dadurch die Triebkraft möglichst constant erhalten und die Mannschaft nicht zu sehr angestrengt.

Wenn besondere Widerstände auftraten und die Mannschaft sich sehr anstrengen mußte, besonders gegen Abend, wenn die Arbeiter ermüdet waren, nahm die Anzahl der Umdrehungen ab bis zu 21, entsprach somit einer Kurbelgeschwindigkeit von  $1 \cdot 1^m$  und die Last wurde in der Minute um nur  $0 \cdot 053^m$  und in der Stunde um  $3 \cdot 18^m$  vorwärts gebracht.

Nachdem die ersten zwei Brückenfelder soweit transportirt waren, dass der Brückenanfang über den Rollen des zweiten Strompfeilers stand, somit der Schnabel über diesen Pfeiler in die dritte Brückenöffnung hinüberraigte, blieb die Brücke stehen und wurden die noch fehlenden zwei Brückenfelder, sowie der rückwärtige Schnabel angesetzt. Dieser rückwärtige Ansatz war nothwendig, weil die Brücke über den Standort des Bewegungsmechanismus vorgeschoben, die Zugketten also noch entsprechend weiter nach hinten angebracht werden mußten. Dieser Ansatz hatte nur eine Länge von  $16 \cdot 4^m$ .

Es kamen nun zu der oben angeführten Last von . . . . . 25400 Zoll-Ztr.  $= 1270'$  noch nachstehende Gewichte

f) für das zweite Brückenfeld  $= 7500$  „

g) für das erste „  $= 7900$  „

h) für den Ansatz am Ende  $= 400$  „

i) für Laufdielen u. Gerüstholz  $= 200$  „

Zusammen  $41400$  Z.-Ztr.  $= 2070'$ .

Zur Bewegung dieser Last wurden an den beiden Kurbeln je 10 Mann, zusammen 20 Mann verwendet, welche durchschnittlich mit einer Geschwindigkeit von 17 bis 22, also im Mittel von 20 Umdrehungen in der Minute arbeiteten, oder mit einer Kurbelgeschwindigkeit von  $1 \cdot 05^m$ , so dass die zu transportirende Last mit  $0 \cdot 05^m$  in der Minute oder mit  $3^m$  in der Stunde vorrückte.

Stellenweise waren aber die Bewegungswiderstände so groß, dass alle 20 Arbeiter mit großer Anstrengung arbeiten mußten und dabei nur 11 Umdrehungen in der Minute machten, also mit einer Kurbelgeschwindigkeit von nur  $0 \cdot 57^m$  drehen konnten, es stieg dann der Widerstandscoefficient bis auf

$$w = \frac{20 \cdot 0 \cdot 015 \cdot 1250}{2070} = 0 \cdot 181$$

und die Brücke bewegte sich nur mit einer Geschwindigkeit von  $0 \cdot 0276^m$  in der Minute oder  $1 \cdot 66^m$  in der Stunde.

Jede der drei Gall'schen Ketten hatte acht Lamellen von je  $50^{mm}$  Breite und  $6^{mm}$  Dicke, somit  $2400^{mm}$  wirk-samen Querschnitt und alle drei Ketten zusammen einen solchen von  $7200^{mm}$ . Die Ketten waren aus sehr gutem Eisenblech mit sehr harter Oberfläche und konnten dieselben bis  $24^k$  per Quadrat $^{mm}$  (297 W. Centner per Wiener Quadrat-Zoll) in Anspruch genommen werden, ohne dass die Elasticitätsgrenze überschritten wurde; es berechnet sich somit die in den Ketten wirkende Zugkraft auf  $7200 \cdot 24 = 172800^k$ .

An den Kurbeln wirkten aber  $20 \cdot 15 = 300^k$ , die bei einer 1250fachen Uebersetzung, ohne Berücksichtigung der Reibung im Mechanismus, eine Kraft von  $375 \cdot 000^k$  auf die Ketten übertragen mußten, wodurch dieselben jedenfalls zerrissen worden wären, da auf den Quadrat $^{mm}$   $52^k$  Zug entfallen. Daraus folgt nun, dass durch den Uebersetzungsmechanismus  $375 \cdot 000 - 172 \cdot 800 = 202 \cdot 200^k$  verloren gingen, dass also dieser Mechanismus höchstens nur mit 46 Procenten Nutzeffect gearbeitet hat, und dass der Coefficient für die Zapfenreibung der Rollen und für die rollende Rei-

bung an der Oberfläche derselben  $w (r + z) = 0.08348$  betragen hat, oder der Reibungscoefficient bei Berücksichtigung der Rollen- und Zapfendurchmesser

$$w = \frac{0.08348.96}{24} = 0.327.$$

Dieser Widerstandscoefficient stimmt ganz mit den von mir schon früher gemachten Erfahrungen bei den Transporten der Eypel-, Gran- und Waag-Brücken, denn dort fand ich denselben ebenfalls variirend zwischen 0.3 und 0.336.

Zerlegt man diesen Coefficienten in seine Bestandtheile, so zerfällt er in:

- a) Zapfenreibung der Rollen . . . . . = 0.080  
b) Rollende Reibung (hier). . . . . = 0.002  
0.082

und es verbleibt

- c) für die übrigen Widerstände . . . . . = 0.245  
0.327

so dass die letzteren etwa dreimal so groß sind, als die beiden ersten zusammengenommen.

Die unter c) begriffenen Widerstände haben verschiedene Ursachen.

Die Aufstellung der Gußrollen, wenn auch noch so sorgfältig bewerkstelligt, ist nicht so genau, dass die Oberfläche aller in eine mathematische Horizontalebene zu liegen kommen, bei der Belastung derselben setzen sich die Unterlagen, wenn schon gemauert und mit Gußplatten versehen, dennoch mehr oder weniger ungleich. Ferner sind die untern Gurtungsflächen, welche auf den Rollen laufen, nicht eben und horizontal, sondern sie haben verschiedene Absätze, da die Gurtungen in der Stärke wechseln, außerdem sind die Träger nicht gerade angefertigt, sondern bilden zwischen je zwei Pfeilerauflagerflächen einen Bogen, dessen Pfeil 45 bis 50<sup>mm</sup> beträgt; diese Abweichungen von der Horizontalebene wurden zwar durch Unterlagsbleche und Keilstücke möglichst ausgeglichen, es war dies aber nur innerhalb gewisser Fehlergrenzen möglich. In Anbetracht aller dieser Umstände muß man annehmen, dass die Brückenlast nicht in einer horizontalen, sondern in einer wellenförmigen Ebene bewegt wurde, die ihre Gestalt wechselte, so dass die ganze bedeutende Last zuweilen um mehrere Millimeter gehoben werden mußte, worauf sie sich dann wieder durch ihr Eigengewicht senkte. Endlich kommt noch dazu, dass der Bewegungsmechanismus nicht auf festen Unterlagen von Stein und Eisen, sondern auf weichen Holzgerüsten befestigt war, die ebenfalls mehr oder weniger nachgaben, so dass der Kettenzug zuweilen ein ungleicher, und dadurch ein Verdrehen der Brücke auf den Laufrollen verursacht wurde, welches gleitende Reibungswiderstände der Gurtungen an den Rollenflanschen und der Niete in den Nietentrinnen verursachte.

Der Umstand, dass die Rollengerüste, auf welchen der Bewegungsmechanismus und die Achsenlager befestigt waren, sich nicht absolut fest zeigte, ermöglichte auch eine Biegung der Radwellen, die Räder griffen nicht mehr regelmäßig ein, die Zähne lagen nicht mehr der ganzen Breite nach aufeinander und die Kräfte wurden nur durch ein-

zelne Berührungspunkte übertragen, deshalb brachen viele Gußzähne ab und mußten durch eingesetzte Schmiedeeisenzähne ersetzt, oder es mußten ganze Räder und Getriebe gegen neue ausgewechselt werden. Alle diese Vorkommnisse, welche theils einzeln, theils zusammen auftraten und zur Wirkung kamen, machen es erklärlich, dass eine so bedeutende Kraft zur Fortbewegung der Brücke nothwendig war und dass der Bewegungsmechanismus nur einen Nutzeffect von etwa 46% ergab.

Bezüglich der Einzelvorkommnisse und der Zeit, welche der Transport erforderte, ist zu bemerken:

Den 2. Mai 1870 um 10 Uhr 5 Minuten Vormittags wurde mit der Bewegung begonnen und bis 6 Uhr 27 Minuten Abends, somit in 8 Stunden 22 Minuten war die Brückensection von drei Feldern um 27.96<sup>m</sup> vorwärts gezogen; dies ergibt mit Berücksichtigung aller Aufenthalte (Ruhezeit der Arbeiter etc.) eine mittlere Geschwindigkeit für die Stunde von 3.37<sup>m</sup>.

Den 3. Mai von Früh 7 Uhr 46 Minuten bis Nachmittags 3 Uhr 56 Minuten wurden wiederum 27.74<sup>m</sup> Weg zurückgelegt und das Brückenende ragte um 36.9<sup>m</sup> freitragend über das letzte Rollenpaar auf dem rechtseitigen Widerlager hervor, wobei sich eine Senkung dieses Brückenendes um 0.15<sup>m</sup> zeigte.

Den 4. Mai von Früh 8 Uhr 10 Minuten bis 10 Uhr 27 Minuten wurde die Eisenconstruction um 10.1<sup>m</sup> weitergeschoben, so dass deren Ende 47<sup>m</sup> frei über den letzten Stützpunkt hervorragte und der Schnabel bei dem ersten Rollenpaare auf dem ersten Flußpfeiler anlangte, jedoch noch nicht auflief und sich noch nicht stützte. In dieser Stellung zeigte sich eine Senkung des Brückenendes von 0.311<sup>m</sup>. Nun lief der Schnabel auf die Rollen auf und nach einer Transportweite von 1<sup>m</sup> (um 10 Uhr 43 Minuten), nachdem das Brückenende 48<sup>m</sup> von den Rollenstützen des rechten Widerlagers entfernt war und der Schnabel 1.16<sup>m</sup> weit auf den Rollen des ersten Strompfeilers auflag, hob sich das Brückenende wieder um 0.055<sup>m</sup>, hatte daher nur noch 0.256<sup>m</sup> Senkung.

In diesem Momente zeigte sich aber eine Verbiegung des Vordertheiles des Schnabels, welcher zu schwach construirt war, wesshalb mit der Bewegung eingehalten und der letztere vorn mit Holz ausgesteift wurde.

Den 6. Mai Vormittags 8 Uhr 35 Minuten wurde mit der Weiterbewegung wiederum begonnen und um 11 Uhr, als 10.3<sup>m</sup> geschoben waren, das Brückenende also 58.3<sup>m</sup> über seine letzte Stütze vorragte, der Schnabel bereits 11.45<sup>m</sup> weit auf den Rollen des ersten Strompfeilers aufgelaufen und sich die Senkung des Brückenendes auf 0.20<sup>m</sup> vermindert hatte, bekamen die oberen Gurtungen des Schnabels bedeutende Ausbiegungen und zwar bis zu 0.45<sup>m</sup> in der Horizontalprojection und in deren Folge senkte sich das Constructionsende plötzlich um 0.08<sup>m</sup>, so dass die Gesamtein senkung desselben wiederum 0.28<sup>m</sup> betrug, sie nahm aber bis 3 Uhr 19 Minuten Nachmittags noch zu bis 0.303<sup>m</sup>. Nun wurden vor die Rollen des rechtseitigen Widerlagers starke Schraubenwinden aufgestellt und fest

angezogen, so dass die Einsenkung wieder bis 0.272<sup>m</sup> abnahm.

Nachdem sich die Ingenieure der Unternehmung, Schneider und Compagnie, welch' letztere die vollständige Herstellung der Brücke auf eigene Verantwortung übernommen hatte, sich auch nichts in ihre Operationen hineinreden und die rechtzeitigen Bemerkungen der gesellschaftlichen Aufsichtsorgane wegen zu schwacher Construction des Schnabels ganz unbeachtet ließen, überzeugt hatten, dass bei einer Weiterbewegung der Schnabel ganz zerbrochen und dadurch die Brückenconstruction Schaden leiden, vielleicht ganz zu Grunde gerichtet würde, kamen sie zur Einsicht, dass kein anderer Ausweg übrig bleibe, als die Brücke wieder soweit rückwärts zu ziehen, bis der Schnabel entlastet ist, damit die Gurtungen desselben gerade gerichtet und verstärkt werden können. Es wurden deshalb die Ketten umgehängt und hat den 7. Mai Nachmittags um 2 Uhr 30 Minuten die Rückfahrt begonnen. Die Einsenkung des Brückenendes betrug bei einer Ragweite von 58.3<sup>m</sup> nach Entfernung der stützenden Schraubenwinden 0.286<sup>m</sup>, nach einer Rückfahrt von 1.16<sup>m</sup>, also bei 57.14<sup>m</sup> Ragweite 0.326<sup>m</sup>; dies war bis dahin die größte beobachtete Einsenkung.

Abends 7 Uhr 20 Minuten war die Eisenconstruction um 11.3<sup>m</sup> zurückgebracht, der Schnabel lag nicht mehr auf, sondern war frei, die Ragweite des Brückenendes betrug noch 47<sup>m</sup> und dessen Senkung 0.303<sup>m</sup>.

Am 4. Mai betrug die Senkung bei derselben Ragweite 0.311<sup>m</sup>, also um 0.008<sup>m</sup> mehr; dieser Unterschied erklärt sich aber dadurch, dass vor dem Rücktransporte aus dem freiragenden Brückenfelde alle Gerüstungen, provisorischen Geleise und Gerüsthölzer aller Art weggeräumt und nur noch eine Brettlage für den Verkehr belassen wurde, das Gewicht dieses Brückentheiles am 7. Mai also bedeutend geringer war, als am 4. Mai.

Vom 8. bis 13. Mai wurde nun der Schnabel wieder ausgebessert und verstärkt, indem längs der oberen Gurtungen zu beiden Seiten entsprechende Hölzer angelegt, durch Schrauben mit den Eisentheilen derselben verbunden und durch Anziehen der ersteren die letzteren wieder möglichst gerade gerichtet und auch noch weitere Vertikalversteifungen von Holz eingesetzt wurden. Während dieser sechs Tage variierten die Einsenkungen des Brückenendes zwischen 0.303<sup>m</sup> und 0.323<sup>m</sup>, je nachdem durch die aufgeführten Hölzer und Mannschaften das Gewicht des Brückenfeldes und des Schnabels sich vermehrte oder verminderte; auch dürften die Temperaturveränderungen, die jedoch sehr gering waren, einigen Einfluß gehabt haben.

Am 14. Mai um 11 Uhr 29 Minuten Vormittags wurde mit der Vorwärtsbewegung der Eisenconstruction wieder begonnen; das Ende derselben zeigte vor Beginn des Transportes, bei einer freien Ragweite von 47<sup>m</sup>, die größte Einsenkung von 0.333<sup>m</sup>, diese nahm aber sofort wieder stetig ab mit dem Auflaufen des Schnabels auf den Rollen des ersten Strompfeilers und betrug bei

|                   |                  |      |                   |          |     |        |   |                    |
|-------------------|------------------|------|-------------------|----------|-----|--------|---|--------------------|
| 3 <sup>m</sup>    | Schnabelaufleger | oder | 50 <sup>m</sup>   | Ragweite | der | Brücke | = | 0.284 <sup>m</sup> |
| 11 <sup>m</sup>   | "                | "    | 58 <sup>m</sup>   | "        | "   | "      | = | 0.229 <sup>m</sup> |
| 18 <sup>m</sup>   | "                | "    | 65 <sup>m</sup>   | "        | "   | "      | = | 0.156 <sup>m</sup> |
| 24 <sup>m</sup>   | "                | "    | 71 <sup>m</sup>   | "        | "   | "      | = | 0.089 <sup>m</sup> |
| 26.7 <sup>m</sup> | "                | "    | 73.7 <sup>m</sup> | "        | "   | "      | = | 0.059 <sup>m</sup> |

um 7 Uhr 25 Minuten Abends.

Den 15. Mai um 10 Uhr 15 Minuten stand das Ende der Brücke auf der Mitte der ersten Rolle des ersten Strompfeilers, so dass die Senkung Null war und das Brückenfeld auf eine freie Weite von 78.316<sup>m</sup> gestützt lag. Bei dem Weitertransport um 1.1<sup>m</sup> hob sich das Brückenende noch um 0.027<sup>m</sup> über die Horizontale, sank dann aber bei 5.9<sup>m</sup> Fortbewegung wieder auf Null.

Zu bemerken ist, dass Nachmittags um 2 Uhr durch die Unvorsichtigkeit eines Arbeiters die Ausgleichsunterlagen über einer Rolle nicht gehörig bedient wurden, wodurch ein Abgleiten einer solchen Unterlage von der Rolle erfolgte und dadurch ein Stoß entstand, der seine Wirkung nach vorwärts äußerte, so dass durch diesen plötzlichen Ruck die ganze Eisenconstruction sich in etwa 2 Secunden um 0.6<sup>m</sup> von selbst vorwärts bewegte und alle Unterlagen sämtlicher Rollen abfielen. Der Schlag der dadurch entstand, war so bedeutend, dass bei zwei Rollen die drei Stück übereinandergesetzten, je 2' hohen Rollenauflegerquader von oben bis unten Risse bekamen, also ganz zerbrochen wurden und deshalb mit Bolzen von Holz seitwärts gestützt werden mußten.

Den 16., 17. und 18. Mai wurde die Verschiebung fortgesetzt, bis das Brückenende nur noch 0.6<sup>m</sup> von der ersten Rolle des zweiten Strompfeilers entfernt war; die größte Senkung des Brückenendes zwischen dem ersten und zweiten Flußpfeiler betrug nur 0.232<sup>m</sup>. Den 19. Mai wurde die Arbeit ausgesetzt und am 20. Mai, anlässlich des Besuches Sr. Majestät des Kaisers, wurde die Construction noch um 3<sup>m</sup> vorwärts gebracht, so dass das Ende der Construction um 1.3<sup>m</sup> über das zweite Rollenpaar des zweiten Strompfeilers hervorstand und das Ende des Schnabels mit 32.76<sup>m</sup> über die dritte Brückenöffnung hinragte.

Hiermit war die erste Transportperiode, in welcher ein Weg von 179.23<sup>m</sup> in 17 Tagen, somit durchschnittlich per Tag 10.55<sup>m</sup> zurückgelegt worden sind, beendet und es wurde die Eisenconstruction auf den zu beiden Seiten der Rollen angebrachten Gußböcken mit Unterlagen von Eichenholz festgekeilt, bis die Montirung der noch fehlenden Brückenfelder bewerkstelligt war (siehe Fig. 4, Blatt 9).

Diese Montirung, sowie diejenige des rückwärts angebrachten Ansatzes war am 16. August beendet, es begann am 17. August früh 7 Uhr 47 Minuten die zweite Transportperiode, welche bis zum 6. September dauerte und deren Verlauf in Kürze folgender war:

17. August, Transportweite . . . . . = 22.90<sup>m</sup>.  
Bruch einiger Zähne an den Rädern des  
Bewegungsmechanismus.

Transport . . . = 22.90<sup>m</sup>

Transport . . . = 22·90<sup>m</sup>.

18. August, Reparatur der Zahnräder.
19. August, Reparatur der Zahnräder bis Mittag 1 Uhr 40 Minuten, Transportweite bis Abends noch . . . = 13·67<sup>m</sup>.
20. August, Transportweite . . . = 3·20<sup>m</sup>.  
Bruch von Zahnrädern, Reparaturen und Rectificationen der Achsen und Lager.
21. August, Transportweite . . . = 10·60<sup>m</sup>.  
Größte beobachtete Senkung des Brückenendes vor Auflauf des Schnabels auf die Rollen des dritten Pfeilers = 0·239<sup>m</sup>.
22. August, Transportweite . . . = 15·70<sup>m</sup>.
23. „ Auflaufen des Brückenendes auf die Rollen des dritten Pfeilers, Gesamttransportweite . . . = 23·30<sup>m</sup>.
24. August, Transportweite . . . = 20·70<sup>m</sup>.
25. „ „ . . . = 14·92<sup>m</sup>.  
Bruch mehrerer Zähne, deßhalb Auswechslung eines Rades nothwendig.
26. August, Reparaturarbeiten.
27. „ „ und Weitertransport . . . = 16·80<sup>m</sup>.  
Größtes Senken vor dem Auflaufen des Schnabels auf den Pfeiler IV = 0·256<sup>m</sup>.
28. August, Transportweite . . . = 0·62<sup>m</sup>.  
Zahnbruch und Reparaturen.
29. August, Transportweite . . . = 7·75<sup>m</sup>.
30. „ „ . . . = 6·25<sup>m</sup>.
31. „ Auflaufen der Brücke auf den IV. Stropfpfeiler, Transportweite . . . = 0·55<sup>m</sup>.  
Reparaturen.
1. September Transportweite . . . = 18·45<sup>m</sup>.
2. „ „ . . . = 17·40<sup>m</sup>.
3. „ „ . . . = 13·60<sup>m</sup>.  
Auflaufen des Schnabels auf Pfeiler V.
4. September Transportweite . . . = 13·00<sup>m</sup>.
5. „ „ . . . = 12·90<sup>m</sup>.
6. September bis Vormittag 11 Uhr . . . = 5·25<sup>m</sup>.

Zusammen 237·66<sup>m</sup>,

womit der Transport nach 21 Tagen beendet war; im Durchschnitt entfallen somit auf den Tag 11·32<sup>m</sup> Transportweite sammt allen Aufenthalten.

In den letzten vier Tagen ging die Bewegung, wie aus Vorstehendem zu ersehen, sehr langsam vorwärts, da sich viele Widerstände ergaben, die theilweise durch Nach-

hilfe von Handwinden und Zugkrahnen mit Ketten, Seilen und Flaschenzügen überwunden werden mußten.

Die Gesamttransportweite betrug in der ersten Periode 179·23<sup>m</sup> in 17 Tagen  
zweiten Periode 237·66<sup>m</sup> „ 21 „  
zusammen 416·89<sup>m</sup> in 38 Tagen,  
daher entfallen im Durchschnitt auf den Tag 10·97<sup>m</sup> oder rund 11<sup>m</sup>.

Es bleibt noch zu untersuchen, wie sehr die Festigkeit der Eisenconstruction, während des Transportes in Anspruch genommen wurde, und wie sich die beobachteten Senkungen zu den theoretisch berechneten verhalten.

Die größte Inanspruchnahme des Materials hat stattgefunden, gerade bevor der Schnabel auf den Rollen des ersten Stropfpfeilers aufgelaufen war ehe er zu tragen anfang. Zu dieser Zeit ragte die Brücke um 48<sup>m</sup> über die letzte stützende Rolle des rechtseitigen Widerlagers hervor; es zeigt die folgende Figur 2 den Stand.

Der Schnabel ist nämlich 31·46<sup>m</sup> lang, von der Brücke etwas ansteigend, um 0·315<sup>m</sup>, und vorn rund abgebogen, damit der Auflauf ein sanfter, stetiger ist und der Schnabel erst zu tragen anfängt, wenn er schon etwa 1<sup>m</sup> über die Achsen des ersten Rollenpaares reicht.

Das Gewicht der freiragenden Brückenabtheilung beträgt, wie oben nachgewiesen, per laufenden Meter 5300<sup>k</sup>; der Schnabel wog 1000 Ztr. = 50.000<sup>k</sup>.

Das Biegemoment in A über der letzten Rolle des Landpfeilers ist daher

$$(48·5·3) 24^t + 58·48·50^t = 9030^t,$$

oder für einen Brückenträger = 4515<sup>t</sup>.

Da der Schnabel von hier an einen Theil der Last auf die Rollen des Pfeilers überträgt, so nimmt auch das Moment wieder ab. Würde die Brücke ohne Schnabel frei herausgeschoben worden sein, so würde bei einer Ragweite von 58,4<sup>m</sup> das Biegemoment eben so groß, wie das obige geworden sein, der Schnabel verminderte also gleichsam die Spannweite für den Transport von 78·3<sup>m</sup> auf 58·4<sup>m</sup>, somit um 19·9<sup>m</sup>, wie bereits früher bemerkt wurde.

Der Querschnitt eines Trägers im Punkte A ist der in Fig. 3 gezeichnete.

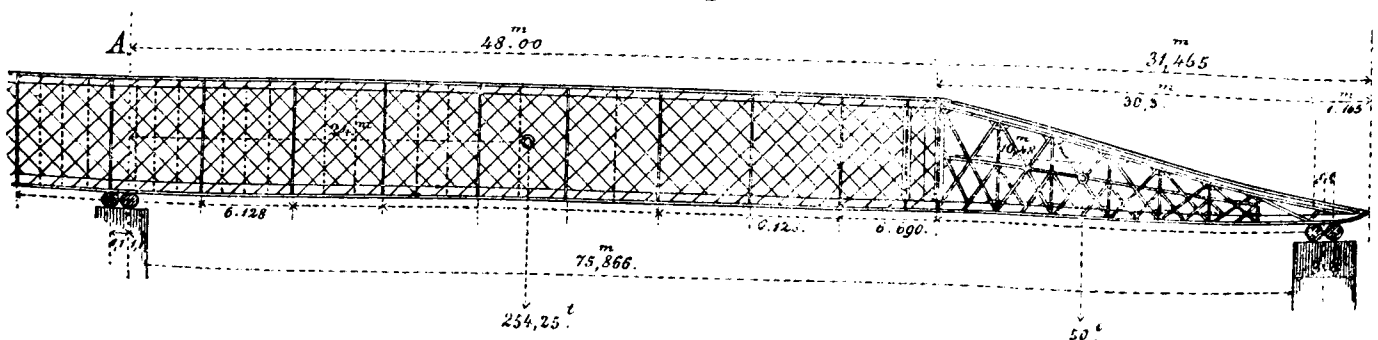
Das Trägheitsmoment desselben auf Meter bezogen ist:

$$O = 1·980856$$

daher ergibt sich:

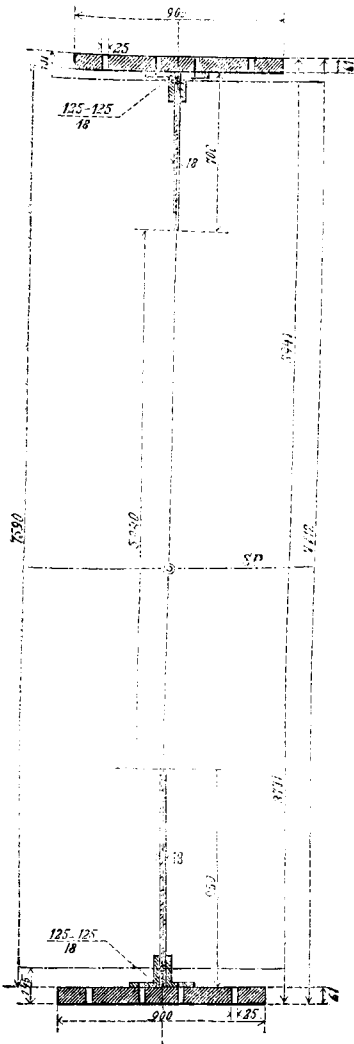
$$\text{Größter Zug in der } \left. \begin{array}{l} \text{oberen Gurtung} \\ \text{oder 111·3 Wr. Ztr. auf den Wr. } \square \text{ Zoll.} \end{array} \right\} = \frac{4515·3·941}{1000·1·980856} = 8·983^k \text{ per } \square^{mm}$$

Fig. 2.



$$\text{Größter Druck in der unteren Gurtung} \left. \vphantom{\frac{4515.3 \cdot 771}{1000.1980856}} \right\} = \frac{4515.3 \cdot 771}{1000.1980856} = 8.595^k \text{ per } \square^{\text{mm}}$$

Fig. 3.



oder 106.5 Wr. Ztr. auf den Wr.  $\square$  Zoll.

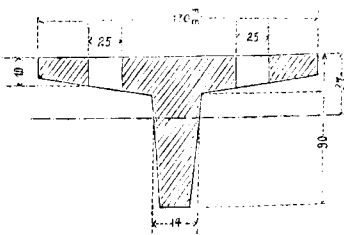
Diese Materialinanspruchnahmen sind als vorübergehende nicht zu groß.

Die größte Vertikalkraft im Punkte A über der letzten stützenden Rolle ist:  $\mathfrak{B} = 636.8'$  oder für einen Träger die Hälfte,  $\mathfrak{B}_1 = 318.4'$ . Dieser Druck wird von zwei Rollen aufgenommen, deren Achsen einen Meter von einander entfernt stehen; auf einen Stützpunkt kommt somit wiederum die Hälfte mit 159.2'. Die Gitterstäbe im Verticalschnitte A haben diese Kraft aufzunehmen. Die T förmigen Gitterstäbe sind unter 45° geneigt und das Gittersystem ist ein neunfaches, somit hatte ein Stab einem Druck zu widerstehen von  $D_1 = \frac{159.2}{0.707 \cdot 9} = 25.02'$ .

Der Querschnitt der Stäbe im Schnitt A der Brücke ist der neugezeichnete, Fig. 4, er mißt 2820  $\square^{\text{mm}}$  und nach Abzug der beiden Nietlöcher = 2320  $\square^{\text{mm}}$ . Das Trägheitsmoment nach Abzug der

Nietlöcher ist auf Meter bezogen  $t = 0.00000178$ . Da die Maschweite des Gittersystems von Mitte zu Mitte gemessen nur 1<sup>m</sup>, und die lichte Weite zwischen den Stäben normal

Fig. 4.



gemessen, nur 0.83<sup>m</sup> beträgt, so wird das Verhältniss 1:10 zwischen der kleinsten Achsen-dimension des Stabquerschnittes und der freien Länge nicht überschritten, man kann daher die Inanspruchnahme der Gitterstäbe zwischen zwei Mas-

$$R = \frac{25020^k}{2320} = 10.79^k.$$

Diese Inanspruchnahme wäre als eine vorübergehende, nur kurze Zeit dauernde nicht zu groß, aber dieselbe war in Wirklichkeit bedeutend größer, da nicht die Länge eines Gitterstabes zwischen zwei Maschenkreuzungen, sondern ein Theil der Länge zwischen den zwei befestigten Enden des Stabes in die Rechnung einzuführen und die Tragfähigkeit nach den Formeln gegen Zerknicken zu bestimmen ist.

Die größte Länge eines Gitterstabes zwischen einer

Verticalabsteifung und der Gurtung beträgt 8.1<sup>m</sup>; da der Stab aber nicht frei steht, sondern von andern Stäben gekreuzt wird und mit denselben vernietet ist, so hat man erfahrungsgemäß (bei einem mehrfachen Gittersystem) nur zwei Drittel der Länge = 5.4<sup>m</sup> und da der Stab oben und unten festgehalten und vernietet, somit als eingespannt zu betrachten ist, wiederum nur die Hälfte hievon, also  $l = 2.7^{\text{m}}$  in Rechnung zu setzen.

Bedeutet nun  $a$  die zulässige Inanspruchnahme des Materials für Zug und  $a_1$  diejenige für Druck gegen das Zerknicken, so ist

$$a_1 = \frac{a}{1 + \frac{0.00008 \cdot \omega \cdot l^2}{t}} = \frac{a}{1 + \frac{0.00008 \cdot 0.00232 \cdot 2.7^2}{0.00000178}} = \frac{a}{1.76}$$

Der Gitterstab wäre daher in Anspruch genommen gewesen mit

$$a = \frac{1.76 \cdot 25020}{0.00232 \cdot 1000} = 18.99^k \text{ per } \square^{\text{mm}},$$

und es würde die Elasticitätsgrenze nicht nur erreicht, sondern überschritten worden sein.

Es waren aber fürsorglich zwischen die definitiven Gitterabsteifungen noch provisorische, nur für den Transport eingesetzt und so angeordnet, wie aus Figur 2 zu ersehen ist, in welcher dieselben punktirt angedeutet sind; in den am meisten in Anspruch genommenen Trägerfeldern waren je drei solche provisorische Absteifungen angebracht, in den andern nur zwei oder eine. Beim Transport hat sich gezeigt, dass diese Hilfsabsteifungen sehr nothwendig waren, denn die Gitterstäbe haben sich trotz derselben bedeutend ausgebogen, jedoch nur innerhalb der Elasticitätsgrenzen, denn sie wurden jeweils sogleich wieder ganz gerade, sobald der Schnabel in Wirksamkeit trat und einen Theil der Last aufnahm.

Wäre die Brücke, welche über die Rollen hinweggeschoben wurde, als ein freitragender, jedoch über der Stütze so festgehaltener Träger anzusehen, dass seine Tangente daselbst horizontal bleibt, so wäre seine Biegung zu berechnen nach der Formel

$$1) \quad f = \frac{l^3}{EO} \left\{ \frac{Q}{3} + \frac{p \cdot l}{8} \right\},$$

worin bedeuten:

$l$  die Länge des frei über Stütze hängenden Theiles = 48<sup>m</sup>,

$p$  das Eigengewicht seiner Längeneinheit = 5.3',

$Q$  das auf das Ende der Brücke reducirte Gewicht des

$$\text{Schnabels} = \frac{50' \cdot 58 \cdot 48}{48} = 60.817',$$

$E$  der Elasticitätsmodul des Materiales = 18,000.000' für den Quadratmeter.

$O$  das Trägheitsmoment beider Brückenträger; dieses ändert sich vom Ende der Brücke bis zu dem Querschnitt A über dem letzten Stützpunkte von 2.1.10131817 bis 2.1.980856. Setzt man das Trägheitsmoment des mittleren Querschnittes = 2.1.490611 in Rechnung, so erhält man aus obiger Formel die Biegungsgröße:

$$f = \frac{48^3}{18000000 \cdot 2.981242} \left\{ \frac{60.917}{3} + \frac{5.3 \cdot 48}{8} \right\} = 0.1074^{\text{m}}.$$



Nun aber sind die Tangenten an die Brückenträger über ihren Endstützpunkten nicht horizontal, sondern bilden einen Winkel  $\varphi_1$  mit dem Horizonte, welcher sich aus der Formel ergibt:

$$2) \quad \operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{1}{EO} \left\{ \frac{Ab^2}{6} - \frac{pb}{2} \left( \frac{a^2}{2} + \frac{ab}{3} + \frac{b^2}{12} \right) \right\},$$

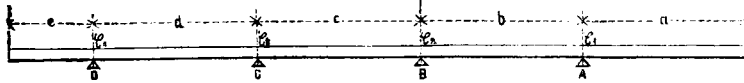
worin bedeutet:

$A$  den Auflagerdruck auf die Stütze bei  $A$ ,

$a$  die Länge des vorragenden Theiles,

$b$  die Entfernung der nächstliegenden Stütze  $B$  von  $A$ .

Fig. 5.



Hat man im Allgemeinen einen Träger, der auf mehreren Stützen, deren Entfernung verschieden ist, aufliegt und vorn und hinten über die Stützen hinausragt (siehe Fig. 5), so ist die Bestimmung der Drücke  $A, B, C$  und  $D$  eine sehr complicirte und geschieht durch die Betrachtung der elastischen Linie. Die Formel zur Bestimmung des Druckes bei  $A$  ist, wenn man  $a + b + c + d + e = L$  setzt:

$$A = \frac{6p \left\{ 2(\alpha - \beta)(c+d) + \delta(3c+2d) - c(\gamma + \eta) + \frac{cdL}{12}(L-2e) \right\}}{b \{ 4b(c+d) + 3c^2 + 4cd \}},$$

worin bedeuten:

$$\alpha = \frac{b}{2} \left( a^2 + ab + \frac{b^2}{3} \right),$$

$$\beta = \frac{b}{2} \left( \frac{a^2}{2} + \frac{ab}{3} + \frac{b^2}{12} \right),$$

$$\gamma = \frac{c}{2} \left[ (a+b)(a+b+c) + \frac{c^2}{3} \right],$$

$$\delta = \frac{c}{2} \left[ \frac{a^2}{2} + ab + \frac{b^2}{2} + (a+b) \frac{c}{3} + \frac{c^2}{12} \right],$$

$$\eta = \frac{d}{2} \left\{ \frac{(a+b)^2}{2} + c \left( a+b + \frac{c}{2} \right) + (a+b+c) \frac{d}{3} + \frac{d^2}{12} \right\}.$$

Für den Transport vom Widerlager auf den ersten Pfeiler sind nachstehende Werte in die Formel einzusetzen:

$a = 58^m$ , nämlich  $48^m$  für die Brücke und  $10^m$  für den Schnabel, der in die Form und Gestalt der Brücke umgewandelt, einer Brückenlänge von rund  $10^m$  entsprechen würde.

$b = 60^m$ ; die nächst rückwärtsliegenden Rollen waren zwar nur  $30^m$  entfernt, das Gewicht des hervorragenden Theiles  $a$  wirkt jedoch so hebelartig, dass die Brücke von den Stützen  $B$  ganz abgehoben wird und ein negativer Druck entsteht; die Brücke ruht daher erst wieder auf den Stützen  $C$  auf, wodurch sich eben  $b$  von  $30^m$  auf  $60^m$  vergrößert.

$c = 30^m$ ;  $d = 30^m$  und  $e = 15^m$  (annähernd), so dass  $L = 193^m$  wird.

(Die Formeln für die Auflagerdrücke bei noch mehr Stützpunkten werden gar zu weitläufig und haben die weiter rückwärtsliegenden Theile sehr geringen Einfluß auf die Drücke der Stützen  $A$  und  $B$ , deßhalb wurden hier nur 4 Stützen in Rechnung gezogen und angenommen, dass

die Brückenträger in der Mitte zwischen der vierten und fünften Stütze endigen.)

Man findet nun:

$$A = 636.8^t,$$

und wenn man diesen Wert in Gleichung 2) setzt:

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = 0.0017654,$$

da das Trägheitsmoment der Brückenträger für den Querschnitt über  $A$  gleich  $O_A = 2.1980856 = 3.961712$  ist. Für diesen kleinen Winkel ist die Tangente vom Sinus erst in der sechsten Dezimale verschieden, und können daher für diesen Fall beide gleich gesetzt werden.

Da das Brückenende  $48^m$  über die Stütze  $A$  hervorsteht, so liegt dasselbe um  $48.0001765 = 0.0847^m$  unter der Horizontalen und diese Größe ist der oben berechneten Biegung der Brücke noch zuzuzählen, um die ganze Einsenkung des Brückenendes zu erhalten, sie ist somit

$$\sigma_1 = 0.107 + 0.085 = 0.192^m.$$

Für den Transport der Brücke vom ersten zum zweiten Pfeiler hat man in runden Zahlen:

$a = 58^m$ ;  $b = 80^m$ ;  $c = 30^m$ ;  $d = 30^m$ ;  $e = 15^m$ , daher  $L = 213^m$  und erhält aus Gleichung 3)

$$A = 631.5^t$$

und aus Gleichung 2)

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = 0.001862; \quad 48 \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.0893,$$

daher die Senkung des Brückenendes

$$\sigma_{II} = 0.107 + 0.089 = 0.196^m.$$

Für den Transport vom zweiten zum dritten Pfeiler ist zu setzen:

$a = 58^m$ ;  $b = 80^m$ ;  $c = 80^m$ ;  $d = 30^m$ ;  $e = 15^m$ ;  $L = 263^m$ .

Man erhält:

$$A = 633.8^t; \quad \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.0018255; \quad 48 \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.087$$

und endlich:

$$\sigma_{III} = 0.107 + 0.087 = 0.194^m.$$

Für den Transport vom dritten zum vierten Pfeiler ist zu setzen:

$a = 58^m$ ;  $b = 80^m$ ;  $c = 80^m$ ;  $d = 80^m$ ;  $e = 40^m$ ; u.  $L = 338^m$ , man findet:

$$A = 614.63^t; \quad \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.002132; \quad 48 \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.102^m,$$

endlich:

$$\sigma_{IV} = 0.107 + 0.102 = 0.209^m.$$

In Wirklichkeit wurden aber beobachtet:

$$\sigma_I = 0.311^m, \text{ beziehungsweise } 0.333^m.$$

$$\sigma_{II} = 0.232^m; \quad \sigma_{III} = 0.239^m; \quad \sigma_{IV} = 0.256^m.$$

Der Elasticitätsmodul  $E$  wurde mit  $18,000.000^t$  angenommen, wie er aus Versuchen mit homogenen Stäben abgeleitet wird, da aber ein mit Nieten zusammengesetzter Träger nicht dieselbe Elasticität besitzt, wie ein homogener Körper, so muß auch hier der Elasticitätsmodul geringer angenommen werden. Die beobachteten Biegungen stimmen aber mit den berechneten sehr genau überein, wenn man  $E = 14,000.000^t$  setzt. Die Differenz, die sich dann noch



bei der Einsenkung in der ersten Oeffnung zeigt, rührt davon her, dass die Unterlagen zwischen den Rollen und den Gurtungen zur Ausgleichung der bogenförmigen Anlage der untern Gurtungen nicht entsprechend dick genug waren, um die horizontale Laufbahn zu erhalten, sondern absichtlich etwas niedriger gehalten wurden, um den Druck zu vermindern und die Bewegung bis zum Auflaufe des Schnabels auf den Pfeiler I zu erleichtern. Auch wurden, wie schon früher bemerkt, bei der Verstärkung des Schnabels größere Lasten, deren Gewicht nicht genau bestimmt wurde, am Ende des Schnabels, also mit einem sehr großen Hebelsarme wirkend, aufgebracht und fanden während der mehrere Tage andauernden Arbeit Schwingungen statt, deren Wirkung nicht genau zu berechnen ist, sich aber in der langsam und stetig zunehmenden Vergrößerung der Einsenkung des Brückenendes zeigte.

Aus der Größe des Elasticitätsmoduls läßt sich auf die solide Zusammensetzung und Anarbeitung der Eisenconstruction schließen, denn je mehr sich der Elasticitätsmodul eines zusammengesetzten Körpers demjenigen nähert, welchen ein homogener Körper aus demselben Material besitzt, desto besser und solider ist die zusammengesetzte Construction ausgeführt. Hier hat sich das Verhältniß von  $18:14 = 100:77.7$  gezeigt.

Nachdem die Eisenconstruction am 6. September an ihren definitiven Standort gebracht war, wurde dieselbe auf den zu beiden Seiten der Transportrollen aufgestellten Gußböcken, wie aus Fig. 4, Blatt 9 zu ersehen, festgekeilt, die Rollen wurden herausgenommen (indem die in der Mitte zusammengesetzten Lager derselben horizontal seitwärts gerückt und die Rollen gesenkt werden konnten), hierauf die Unterlagsquader aus Granit versetzt und darauf die Lagerplatten mit Stelzenvorrichtungen für die Dilation der Brücke angebracht, endlich wurden die Holzkeile auf den Gußböcken gespalten, so dass sich die Brücke langsam auf ihre Lager einsenkte und schließlich die Gußböcke entfernt. Zu gleicher Zeit wurden die äußeren Verticalab-

stufungen über den Pfeilern und das auf der oberen Seite der Brücke liegende Trottoir angebracht und die definitiven Fahrgeleise sammt der Bedielung aufgelegt. Alle diese Arbeiten, sowie auch die vollständige Montirung der Inundationsbrücke waren am 7. November soweit beendet, dass an diesem Tage die commissionelle Erprobung vorgenommen werden konnte.

Die Brücke wurde mit 32 Locomotiven erprobt, davon wogen 22 Stück je 1387 Zentner und 10 Stück je 1068 Zentner, alle zusammen somit 41.194 Zentner oder 2059<sup>7</sup>/<sub>16</sub>. Die Stellung und Vertheilung der Achsen war der Art, dass diese Probelast einer gleichförmig vertheilten Last von 165 Zentner auf die Wiener Klaten einfaches Geleise und 330 Zentner auf die Wiener Klaten Doppelgeleise, oder von 4350<sup>k</sup> auf den laufenden Meter einfaches und 8700<sup>k</sup> auf den laufenden Meter Doppelgeleise entsprach. Das Eigengewicht der Brücke sammt Oberbau, Bedielung und Trottoir beträgt für den laufenden Meter 5500<sup>k</sup> (für die schwebenden Theile, die Pfeilerabstufungen nicht eingerechnet) daher ist die der Berechnung der Einbiegung zu Grunde zu legende Gesamtlast  $8700 + 5500 = 14.200^k$  für den laufenden Meter.

Es wurden nachstehende Proben vorgenommen:

1. Die ganze Brücke wurde mit allen 32 Locomotiven in gleicher Richtung langsam so befahren, dass auf jedem Geleise 16 Maschinen parallel darüberliefen.

2. Es wurden die Brückenabtheilungen V, IV und III auf beiden Geleisen mit der Last von 8700<sup>k</sup> auf den laufenden Meter gleichförmig belastet und blieb diese ruhende Last eine ganze Stunde stehen.

3. Ebenso wurden die Felder I und II während der Dauer einer halben Stunde belastet.

4. Ebenso die Brückenabtheilungen I, III und V während der Dauer einer Viertelstunde.

5. Schließlich fuhren zwei Maschinen sehr schnell von den beiden entgegengesetzten Seiten so über die Brücke, dass sie sich in der Mitte derselben kreuzten.

**Tabelle I.**

Ergebnisse der Belastungsproben der Donau-Hauptbrücke.

Ergebnisse der Belastungsproben der Donau-Hauptbrücke.

| Belastung durch 32 Locomotive, 22 Stück zu je 1387 Zentner und 10 Stück zu je 1068 Zentner; sie waren so gestellt, dass ihr Gesamtgewicht einer gleichförmigen Belastung von 27.5 Zentner pr. Fuß Geleise oder von 4350 Kilogramme pr. laufenden Millimeter entsprach. | Einsenkung der Brückenfelder in Millimetern, bei 77 <sup>m</sup> freier Auflagerweite |                 |                 |                 |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                 |                 |                 |                 |                 |
|--|---|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|  | A) Bei der Probelast beobachtete  |                 |                 |                 |                   |                   |                   |                   |                   |                   | B) Berechnete   |                 |                 |                 |                 |
|  | I   |                 | II              |                 | III               |                   | IV                |                   | V                 |                   | I               | II              | III             | IV              | V               |
|  | links   | rechts          | links           | rechts          | links             | rechts            | links             | rechts            | links             | rechts            |                 |                 |                 |                 |                 |
| 1. Langsames Befahren der beiden Geleise der Brücke in gleicher Richtung . . . . .   | 48<br>1<br>1600   | 40<br>1<br>1925 | 40<br>1<br>1925 | 35<br>1<br>2200 | 25<br>1<br>3080   | 30<br>1<br>2567   | 25<br>1<br>3080   | 25<br>1<br>3080   | 44<br>1<br>1750   | 50<br>1<br>1540   | —               | —               | —               | —               | —               |
| 2. Ruhige Belastung der Oeffnungen III, IV und V, beide Geleise während einer Stunde . .   | —   | —               | — 4             | — 14            | + 31<br>1<br>2447 | + 42<br>1<br>1806 | + 20<br>1<br>3793 | + 27<br>1<br>2809 | + 39<br>1<br>1945 | + 41<br>1<br>1850 | —               | —               | 25<br>1<br>3080 | 13<br>1<br>5923 | 33<br>1<br>2333 |
| 3. Ruhige Belastung der beiden Geleise der Oeffnungen I und II; Dauer eine halbe Stunde  | 40<br>1<br>1925   | 30<br>1<br>2567 | 50<br>1<br>1540 | 30<br>1<br>2567 | — 14              | — 0               | — 5               | — 7               | — 5.5             | — 5.5             | 28<br>1<br>2750 | 30<br>1<br>2567 | —               | —               | —               |
| 4. Ruhige Belastung der beiden Geleise der Oeffnungen I, III und V, Dauer eine Viertelstunde   | 55<br>1<br>1400   | 48<br>1<br>1600 | — 10            | — 1             | 50<br>1<br>1540   | 45<br>1<br>1710   | — 13              | — 15              | 48<br>1<br>1600   | 55<br>1<br>1400   | 41<br>1<br>1878 | — 19            | 37<br>1<br>2081 | — 19            | 41<br>1<br>1878 |
| 5. Schnellfahrt zweier sich begegnender Maschinen . . . . .  | 12.5<br>1<br>6160   | 12<br>1<br>6416 | 10<br>1<br>7700 | 14<br>1<br>5500 | 15<br>1<br>5130   | 15<br>1<br>5130   | 15<br>1<br>5130   | 13<br>1<br>5920   | 21<br>1<br>3663   | 21<br>1<br>3663   | —               | —               | —               | —               | —               |

21

Tabelle II.

Ueberhöhung der Donaubrückenträger in der Mitte derselben in den verschiedenen Baustadien.

| Bezeichnung<br>der<br>Brückenöffnungen | Ueberhöhung in Millimetern |                                     |                               |                         |  | Bleibende<br>Senkung nach<br>den Proben | Biegung unter<br>der Probelast<br>= 4350 Kilogr.<br>pr. Carr.-Meter<br>und Geleise | Totale<br>Eisen-<br>kung | Anmerkung  |
|--|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|--|---|--|--------------------------|--|
|  | bei der Montirung          |                                     | Nach der<br>Verschie-<br>bung | während<br>der<br>Probe | Nach der<br>Probe<br>bleibende<br>Ueber-<br>höhung |   |  |                          |  |
|  | auf den<br>Gerüsten        | Nach Ent-<br>fernung der<br>Gerüste |                               |                         |  |   |  |                          |  |
| 1. Oeffnung . . . .                    | 56                         | 47                                  | 26                            | — 29                    | 18   | 8                                       | 55   | 85                       | Die mit — versehenen Werte<br>zeigen Senkungen unter den Ho-<br>rizont an. Für die 2. und 4. Oeff-<br>nung wurde die ungünstigste Be-<br>lastung bei der Erprobung nicht<br>vorgenommen. |
| 2. " . . . .                           | 57                         | 51                                  | 42                            | — 8                     | 39   | 3                                       | 50   | 65                       |  |
| 3. " . . . .                           | 68                         | 43                                  | 17                            | — 33                    | 15   | 2                                       | 50   | 101                      |  |
| 4. " . . . .                           | 63                         | 49                                  | 35                            | + 10                    | 35   | 0                                       | 25   | 53                       |  |
| 5. " . . . .                           | 63                         | 46                                  | 24                            | — 24                    | 23   | 1                                       | 48   | 87                       |  |

Die Tabelle I zeigt in der Abtheilung A die bei diesen Proben gemessenen größten Einsenkungen, während in der Abtheilung B die für die Fälle 2, 3 und 4 berechneten Einsenkungen verzeichnet sind. Man ersieht hieraus, dass sich die beiden Tragwände, sowie auch die einzelnen Abtheilungen derselben, nicht gleich elastisch verhalten haben, dass, wenn die Elasticität eines homogenen Körpers = 100 angenommen wird, diejenige der Brücke bei den Proben zwischen 50 und 80 variirt hat und dass auch hier der Elasticitätsmodul im höchsten Falle mit 14,000.000<sup>1</sup> angenommen werden kann. Insbesondere zeigt sich, dass die Elasticität des fünften Feldes, desjenigen, welches bei dem Brückentransporte jeweils frei überhing, eine sehr geringe und der Elasticitätsmodul auf 12,500.000<sup>1</sup> gesunken ist, also nur 70 Procent derjenigen eines homogenen Körpers beträgt, woraus man mit Recht schließen kann, dass die Eisenconstruction bei dieser Art des Transportes, ohne jedwede Zwischenunterstützung zwischen zwei Flußpfeilern, auf eine freie Weite von rund 78<sup>m</sup>, wenn nicht gerade Noth gelitten hat, so doch ungemein in Anspruch genommen war und die Reibung der Nietverbindungen stellenweise überwunden wurde, so dass kleine Verschiebungen der einzelnen Constructionstheile stattfanden, welche eben die Elasticität der Gesamtconstruction beeinträchtigten. Auch stimmen die verschiedenen Werte der beobachteten Einsenkungen, somit der Elasticität in den verschiedenen Abtheilungen der beiden Brückenträger mit der bei der Montirung beobachteten, mehr oder weniger sorgfältigen Lochung und Nietung der Einzelbestandtheile genau überein.

Da die Elasticität gut montirter Brückenconstructionen nicht unter 80 Procent derjenigen eines homogenen Körpers fallen soll, aber bei vorzüglicher Ausführung bis zu 85 Procent steigt, (wie ich solche aus guten Werkstätten schon erprobt und in eigener Regie schon ausgeführt habe), so läßt sich aus der Tabelle I und mehr noch aus der Tabelle II, welche die Abnahme der Ueberhöhung der einzelnen Brückenträgerabtheilungen in den verschiedenen Baustadien enthält, die Schlußfolgerung ziehen, dass die Ausführung dieser Brückenconstruction nur den minder vorzüglichen Leistungen zugezählt werden kann.

Ich kann hier nicht unerwähnt lassen, dass es zweckmäßig wäre, größere Brücken von Zeit zu Zeit, etwa alle

zehn Jahre ganz so und unter denselben Lasten zu erproben, wie das erstemal gleich nach ihrer Vollendung, um zu sehen, wie sie sich verhalten und ob deren Elasticität nach und nach abnimmt oder nicht. Es ließen sich dann mit der Zeit manche wichtige Fragen beantworten, sowohl bezüglich der verschiedenen Constructionssysteme, als auch in Betreff der größt zulässigen Inanspruchnahme des Materials; auch würde sich dann ganz deutlich zeigen, welch' großen Einfluß die sorgfältige Ausführung einer Eisenconstruction auf deren nutzbare Dauerzeit hat. Die k. k. priv. österr. Kaiser Ferdinands-Nordbahn ist in dieser Beziehung mit einem guten Beispiele vorangegangen, indem dieselbe die im Jahre 1860 erbaute und erstmals erprobte, versteifte Kettenbrücke über den Donaukanal in Wien, im Jahre 1869 wiederum ganz so belastet und erprobt hat, wie im Jahre 1860; es wäre nur zu wünschen, dass die Resultate und Schlußfolgerungen auch veröffentlicht würden.

Bezüglich der Kosten, welche der Transport der Brücke vom Werkplatz an den definitiven Standort verursacht hat, bin ich nicht in der Lage authentisch genaue Mittheilungen zu machen, da die Bauunternehmer denselben zu besorgen hatten, aber nach den von mir gemachten Notizen und Veranschlagungen belaufen sich dieselben (ohne Montirung, nur für Transport) auf den nicht unbedeutenden Betrag von mindestens 1 fl. 80 kr. für den Zentner. Um diesen Preis kann man aber in den meisten Fällen auch ein festes Gerüste am definitiven Standorte herstellen und dann erspart man nach der Montirung die Transportzeit, welche in diesem Falle 38 der schönsten Sommertage beansprucht hat.

In Anbetracht der vielen Nachtheile, welche ein solcher Transport aufweist, ist es gerathen, wenn immer thunlich die Bauanordnungen so zu treffen, dass größere Brücken auf festen Gerüsten an ihren definitiven Standorten montirt werden können und dürfte von diesem Vorgange nur dann abzuweichen sein, wenn dies durch ganz besondere Verhältnisse unbedingt geboten ist, wie dies hier und beim Iglavaviadukt der Fall war.

## Die Donauregulirung bei Wien.

Vortrag, gehalten am 11. März 1871 im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein durch Herrn

**Gustav Wex,**

k. k. Ministerialrath und Oberbauleiter der Donauregulirungs-Arbeiten.

Hochverehrte Fachgenossen!

In der Ueberzeugung, dass Sie an der Durchführung der Donauregulirung bei Wien, welche man immerhin zu den wichtigsten und großartigsten Stromcorrectionen in Europa zählen kann, ein lebhaftes Interesse nehmen, welches Interesse durch die im Februar d. J. eingetretene Ueberschwemmungs-Katastrophe nur noch erhöht wurde, will ich mir erlauben, Ihnen, geehrte Herren eine kurze, gedrängte Uebersicht des vereinbarten Donauregulirungs-Projectes, der Art der Ausführung und der Erfolge, welche von der Durchführung desselben zu erwarten sind, hier vorzutragen.

Da fast ein jedes größere Bauwerk eine eigene Geschichte hat, welche für den denkenden Ingenieur nicht nur interessant, sondern auch sehr lehrreich ist, so wollen Sie mir gestatten, dass ich Ihnen wenigstens die Hauptmomente aus der Geschichte der Donauregulirung bei Wien in Kürze hier vorführe.

Die Donau, welche in ihrem Laufe von Passau bis Wien häufig zwischen Gebirgsabhängen eingeengt mit einem bedeutenden Gefälle und großer Geschwindigkeit herabströmt, brachte insbesondere in früherer Zeit während der Hochwässer sehr große Schottermassen herab, welche sie bei ihrem Austritte aus der Gebirgsecke zwischen Kahlenberg und Bisamberg auf der Wiener Thalebene als einen Schuttkegel deponirte und dann auf diesem einen sehr verwilderten Lauf nahm, wobei fast während eines jeden größeren außerordentlichen Hochwassers in Folge neuer Schotterablagerungen ein neues Strombett in einer anderen Richtung ausgewaschen wurde.

Die große Schwierigkeit der Regulirung eines so reißenden, mächtigen Stromes, ferner der Umstand, dass die Ueberschwemmungen und Verheerungen in früherer Zeit, wie ich es später nachweisen werde, weniger die Stadt Wien, als die ohnehin wüsten linksseitigen Au Gründe und das Marchfeld betroffen haben, machen es erklärlich, dass in früheren Jahrhunderten an eine Regulirung der Donau gar nicht gedacht wurde. Erst in den Jahren 1785—87 unter der denkwürdigen Regierung des hochherzigen Monarchen Kaiser Josef II., dem die Förderung des Wohles der Staatsbürger das höchste Ziel seines Lebens war, wurden zur Hintanhaltung der Ausbrüche der Donau gegen das Marchfeld zu, am linken Ufer gegenüber von Klosterneuburg und Nußdorf die sogenannten Hubertischen Dämme erbaut, wobei jedoch leider der erste große Fehler begangen wurde, dass das Ende dieses Dammes dem Hochufer von Nußdorf viel zu nahe gerückt und hiedurch das Durchflußprofil der Hochwässer von circa 400 auf 210° verengt wurde. Die wiederholten Bemühungen der Regierung (in den J. 1787, 1807, 1820, 1826 und 1830) den Schutzdamm von Floridsdorf bis zur March in Ausführung zu bringen, um

das Marchfeld vor Ueberschwemmungen zu sichern, sind bei der Indolenz der betreffenden Gemeinden, welche hierzu weder Geldbeträge noch Arbeiten leisten wollten, bis jetzt erfolglos geblieben, obwohl die Projecte hiefür bereits ganz beendet waren.

Der Wiener Donaucanal war ursprünglich ein natürlicher Seitenarm der Donau, dessen Anfang in der Nähe der Einmündung des Kaiserwassers lag. Da im Jahre 1785 die Verwilderung und Verschotterung desselben so über Hand genommen hatte, dass die Befahrung mit Schiffen kaum mehr möglich war, beschäftigte sich die Regierung und das damalige sogenannte Wasserbauamt ausschließlich nur mit der Regulirung und Schiffbarkeit des Wiener Donaucanals.

Schon im Jahre 1785 wurde die Einmündung des Wiener Donaucanals durch die Herstellung eines sehr kostspieligen Theilungswerkes um circa 300° weiter stromaufwärts verlegt und mehrere Steinsporne am linken Ufer eingebaut, um den Stromstrich am rechten Ufer festzuhalten. In den Jahren 1810—16 wurde eine nochmalige Verlängerung dieses Theilungswerkes ausgeführt, und hiebei eine trichterförmige Erweiterung der Canaleinmündung von 64° Breite gemacht, um vermeintlich mehr Wasser in den Donaucanal aufzunehmen. Da jedoch die ursprüngliche natürliche Tiefe dieses Canals nur 2 bis 4' betrug, und man eine größere Wassertiefe erhalten wollte, haben die damaligen Hydrotechniker, anstatt eine Vertiefung durch Ausbaggerung vorzunehmen, in den Jahren 1816—21 den unglücklichen Gedanken gefaßt, am linken Ufer einen 160° langen declinanten Steinsporn einzubauen und das Donaustrombett, mit demselben auf circa 80° einzuengen, um die Donau aufzustauen und so das Wasser mit Gewalt in den Donaucanal hineinzutreiben.

Weil sich jedoch dessen ungeachtet in der offenbar viel zu breiten trichterförmigen Einmündung solche Schotterbänke abgelagert hatten, dass schon bei einem Wasserstande von 13" über Null fast kein Wasser in den Donaucanal einströmen konnte, sonach die Schifffahrt unterbrochen war, wurde im Jahre 1831—32 der Trichter eingeengt, jedoch nicht durch die Versetzung des fehlerhaft angelegten Theilungswerkes, sondern durch Vorrückung des früher so günstig gewesenen concaven rechten Ufers bei Nußdorf, mittelst eines convexen Dammes in das Strombett hinein, wodurch die Breite desselben abermals verengt wurde. Die höchst nachtheiligen Wirkungen dieser Einengungswerke werde ich später noch näher nachzuweisen mir erlauben.

Das verwilderte unregelmäßige Bett des Donaucanals wurde ferner in den Jahren 1816—34 vollständig regulirt, d. h. auf eine gleiche Normalbreite von circa 26° beschränkt, mit erhöhten Ufern, Uferdeckwerken und Böschungs-Pflasterungen versehen und in der untersten Strecke mittelst eines 1200° langen Durchstiches in einer zweckmäßigeren Richtung in den Donaustrom eingeleitet. Diese letzteren Corrections-Arbeiten waren die einzigen zweckmäßigen Bauten aus den früheren Jahren, wobei man aber auch hier den Fehler begangen hatte, die starken Krümmungen des

Donaucanals, welche damals, wo die verwilderten Ufer noch nicht verbaut waren, so leicht zu beseitigen gewesen wären, zu belassen, und durch die Uferdeckwerke zu fixiren. Seit dem Jahre 1836 wurden auch noch jährlich circa 4000 Cubikklafter Schotter ausgebaggert und ist der Stand des Canals gegenwärtig ein ziemlich günstiger.

Wegen der Erbauung einer stabilen Straßenbrücke wurde zur Regulirung der Donau bei Wien das erste Project von dem damaligen ausgezeichneten Hydrotechniker Hofbaurathe Schemerl im Jahre 1810 entworfen, welcher die Vereinigung des Kaiserwassers mit der Donau mittelst eines auszuhebenden Durchstiches fast in der jetzt angenommenen Trace beantragt hatte.

Obwohl dieses Regulirungsproject von Sr. Majestät mit Allerh. Entschließung vom 14. October 1811 genehmigt worden ist, und Schemerl sein Durchstichsproject auch noch in den Jahren 1816, 1824, 1830 und 1834 wärmstens befürwortet hatte, kam selbes leider nicht zur Ausführung, weil die nachgefolgten Wasserbaudirectoren Osterlam, Kudriaffski, und Hofbaurath Francesconi sich dagegen ausgesprochen hatten. Es ist leider nicht zu läugnen, dass nur die Nichtübereinstimmung der Techniker in ihren Ansichten daran Schuld trägt, dass die Donauregulirung nicht zur Ausführung kam.

Nach den verheerenden Ueberschwemmungen in den Jahren 1849 und 1850 hat der damalige geniale Handelsminister Baron Bruck eine Commission zusammenberufen, welche aus 10 Technikern und 6 anderen mit den Verhältnissen der Stadt vertrauten Männern bestand. Diese Commission hat nach sehr eingehenden gründlichen Erhebungen die nachstehenden Anträge erstattet.

Fünf Techniker und die 6 Vertrauensmänner, also die überwiegende Majorität von 11 Commissionsmitgliedern stimmten für die Vereinigung des Kaiserwassers mit der Donau und für die Regulirung derselben mittelst eines in einer sanften Curve geführten Durchstiches, dessen Trace von der jetzt gewählten nur wenig abweicht.

Die 5 anderen Techniker und darunter der Herr M. R. von Pasetti, welcher zugleich Vorstand des Straßen- und Wasserbaues für die ganze Monarchie war, stimmten für die Belassung des Kaiserwassers als Seitenarm, dann für die Regulirung der Donau nach ihrem damaligen gekrümmten Laufe, indem lediglich nur die unteren Seitenarme abgedämmt und die zu breiten Strombettstellen eingeengt werden sollten. Ueber die vorerwähnten Commissionsanträge wurden nach dem Rücktritte des Ministers Bruck leider keine Beschlüsse gefaßt, und der Herr M. R. von Pasetti hat daher als Vorstand des Bauwesens vom Jahre 1850 bis zum Jahre 1866 die Correctionen des alten Strombettes bei Wien im Sinne seiner Anträge mit einem Kostenaufwande von circa 1,600.000 Gulden ausführen lassen. Der vorgenannte Herr Ministerialrath hat ferner im Jahre 1858 ein vollständiges Project für die Donauregulirung in ihrem damaligen Laufe ausgearbeitet, darin jedoch die Absperrung des Kaiserwassers und die Umgestaltung desselben in einen Hafen, endlich die Vertiefung des Donaucanals auf 6' unter

Null, mit einem Kostenaufwande von 10.730.000 Gulden beantragt; dieses Project wurde jedoch von der Regierung nicht genehmigt.

Aus Anlaß der Verheerungen durch das Hochwasser vom Jahre 1862 hat der n. ö. Landesausschuss und der Gemeinderath von Wien im März 1865 die Experten Baumgartner, Kink, Michalik und Riemer zur Abgabe von Gutachten berufen und alle 4 haben sich für die Vereinigung des Kaiserwassers mit der Donau und für die Regulirung der letzteren mittelst eines Durchstiches, jedoch nach verschiedenen Tracen ausgesprochen.

Ueber eindringliche Verwendung des n. ö. Landesausschusses und des Wiener Gemeinderathes hat nun auch die Regierung eine Commission zur Feststellung des Regulirungsprojectes bestellt, welche jedoch erst im Jahre 1866 zu wirken begann. Diese bestand aus Vertretern des Staats-, Kriegs- und Finanzministeriums, aus Abgeordneten der Statthalterei, des n. ö. Landesausschusses, des Wiener Gemeinderathes, der n. ö. Handelskammer, der Donaudampfschiffahrtsgesellschaft und der Kaiser Ferdinands-Nordbahn, dann eines Abgeordneten des k. k. Obersthofmeisteramtes, der österr. Staatseisenbahn-Gesellschaft und des n. ö. Gewerbevereines. Weil Ministerialrath Pasetti bei seinem Projecte verharrete, und die damalige Regierung auf seine Erfahrungen und sein Gutachten ein großes Gewicht legte, der weit größere Theil der Commissionsmitglieder jedoch für die Regulirung mittelst eines Durchstiches wegen Näherrückung der Donau an Wien gestimmt war, wurde die Berufung europäisch anerkannter Notabilitäten im Wasserbaufache beschlossen und zwar:

1. des Herrn James Albernethy, Civil-Ingenieur in London,
2. Gotthilf Hagen, kön. pr. Oberbaurath in Berlin,
3. Georg Sexauer, großherzoglich badischer Oberbaurath in Carlsruhe,
4. Albert Tostain, kaiserl. französischer General-inspector und Generaldirector der österreichischen Südbahn.

Albernethy und Sexauer haben sich für die Donauregulirung mittelst eines Durchstiches ausgesprochen; Hagen und Tostain dagegen mit Entschiedenheit gegen den Durchstich, nur für die Correction des gegenwärtigen Strombettes.

Die Gründe, welche Herr Oberbaurath Hagen und Herr Tostain gegen die Donauregulirung mittelst eines Durchstiches geltend gemacht haben, werde ich bei der Beschreibung des ganzen Projectes näher anführen und zugleich widerlegen. Das so entschieden ungünstige Gutachten eines in ganz Deutschland so geachteten Fachmannes und zugleich einer Autorität im Wasserbaufache, hat auf die damalige Commission einen deprimirenden Eindruck gemacht, da man noch überdies wußte, dass die hohen Ministerien gegen den Durchstich und für den Pasetti'schen Plan eingenommen waren.

Erst gegen das Ende des Jahres 1867 haben sich die Verhältnisse für die Donauregulirung günstiger gestaltet.

An die Spitze der Regierung trat ein neues Ministerium, welches eine unparteiische Prüfung dieser Angelegenheit wünschte, und jenes Donauregulierungsproject zur Ausführung bringen lassen wollte, wodurch die bisherigen Ueberschwemmungscalamitäten vollständig beseitigt wären, und den übrigen berechtigten Wünschen der Residenzstadt Wien entsprochen werden würde. Inzwischen wurde auch Ministerialrath Pasetti pensionirt und an dessen Stelle Herr Sectionsrath Waniek berufen, welcher in dieser Frage ganz unparteiisch war.

Die damalige Donauregulierungscommission hat die eingelangten Gutachten der 4 Experten dem genannten Herrn Sectionsrath, gegenwärtigen Ministerialrath Waniek und mir zur eindringlichen Prüfung übergeben, um im Einvernehmen mit dem Director der Donau-Dampfschiffahrt-Gesellschaft, Herrn Ritter von Cassian die Anträge über die Art der Donauregulierung zu erstatten. Die uns gestellte Aufgabe war keine leichte, nachdem bis zu jenem Zeitpunkte bereits 21 meist ausgezeichnete, oder wenigstens hochgestellte Techniker, Baudirectoren, Bauräthe, Oberbauräthe und Hofräthe in dieser Angelegenheit sehr abweichende, ja gerade diametral entgegengesetzte Gutachten abgegeben haben. Ministerialrath Waniek und ich haben uns jedoch fest vorgenommen, diese schwierige Stromregulierungsfrage gründlich zu studiren, uns durch keine Autoritäten irre machen zu lassen und unser Gutachten nach unserer innigsten Ueberzeugung auszusprechen.

Zunächst muß ich Ihnen, meine Herren, die wichtigeren Ergebnisse unserer Studien bekannt geben, da solche für die Abgabe unseres Gutachtens maßgebend waren.

Laut den Pegelstandsbeobachtungen beim Hochwasser im Jahre 1862 ergaben sich folgende Wasserstände:

An der großen Taborbrücke 11'—9"; an der Canal-mündung in Nußdorf 15'—10"; am Pegel in Lang-Enzersdorf 17'—10"; bei Greifenstein 14'—8"; bei Munkendorf 10'—11" über Null.

Schon diese Wasserstands-Differenzen allein berechtigten uns zu der Schlußfolgerung, dass durch die bedeutende Einengung des Strombettes bei Nußdorf mittelst der früher beschriebenen zweckwidrigen Sporne und Dämme die Hochwasser daselbst um circa 4' höher als an der Taborbrücke aufgestaut werden. Bei meinen weiteren diesfälligen Studien habe ich im Bauarchive der k. k. n. ö. Statthalterei die alten Profilpläne des Wiener Donaucanals vorgefunden.

Nach dem ersten Profilplane, vom Jahre 1798 war an der Einmündung des Donaucanals das höchste Wasser 8' ober, und das kleinste Wasser 4' unter dem mittleren Wasserstande, daher damals der Wasserwechsel nur 12' betragen hat. Im Profilplane vom Jahre 1805 heißt es: hohes Wasser 8' ober, gewöhnliches kleines Wasser 4' unter dem mittleren Wasser, also sehen wir wieder einen Wasserwechsel von 12'. Gegenwärtig steigen die Hochwässer an der Einmündung des Wiener Donaucanals 15'—10" über Null, und die kleinsten Wasserstände fallen 4' unter Null, daher jetzt der Wasserwechsel daselbst 19'—10" beträgt.

Wenn man also auch annehmen wollte, dass gegenwärtig die kleinsten Wasserstände tiefer fallen, als dies im Jahre 1798 der Fall war, und dass der im Profilplane vom Jahre 1805 eingetragene gewöhnliche kleine Wasserstand, nahezu dem gegenwärtigen Nullwasserstande entspricht; so ergibt sich doch aus diesen Profilplänen, dass der Wasserwechsel an der Canalmündung in Nußdorf gegenwärtig um wenigstens 4 Fuß größer als im vorigen Jahrhundert ist, respective dass die Hochwässer gegenwärtig um wenigstens 4 Fuß höher anschwellen als dies in früherer Zeit der Fall war, bevor noch jene Einbaue in den Donaustrom bei Nußdorf gemacht worden waren. Da die Anschwellungen der höchsten Hochwässer nicht mehr als 12' betragen haben, diese also durch die besagten Einbaue um 4' größer wurden, so wird es nun auch klar, dass in früheren Zeiten keine solchen Ueberschwemmungen durch den Donaucanal stattgefunden haben, wie sie jetzt so häufig vorzukommen pflegen.

Die Vergleichung dieser zu verschiedenen Zeiten beobachteten Wasserstände berechtigt uns auch zu der Schlußfolgerung, dass die Ueberschwemmungen in Wien keine nothwendige Folge der natürlichen Strom- und Terrain-Verhältnisse sind, sondern bloß durch die höchst unzweckmäßigen, den Grundprincipien der Hydrotechnik widersprechenden Einbaue der Sporne in das Strombett, dann durch die zu nahe Rückung des linken Schutzdammes bei Nußdorf veranlaßt werden, durch welche das normale Durchflußprofil auf die halbe Breite verschmälert wurde.

Hiedurch werden die Hochwässer in einer um 4' größeren Höhe in den Donaucanal hineingedrängt, daher zumeist nur diese Einbaue an den in diesem Jahrhunderte eingetretenen neun Ueberschwemmungen der Stadt Wien die Schuld tragen. Es ist ferner ebenso einleuchtend, dass durch die um 6' höheren Anschwellungen der Hochwässer bei Lang-Enzersdorf die öfteren Durchbrüche der Hubertischen Dämme veranlaßt und die verheerenden Ueberschwemmungen des Marchfeldes herbeigeführt wurden. Die damaligen Techniker, welche offenbar nur ungenügende hydrotechnische Kenntnisse besessen hatten, wollten durch die vorerwähnten Einengungsbauten gewaltsam eine größere Wassermenge in den Canal hineintreiben, um denselben schiffbar zu erhalten, obwohl diese Absicht weit einfacher, billiger und überdies ohne alle Gefahr durch eine Vertiefung des Bettes mittelst Ausbaggerung hätte erreicht werden können. Die Erbauung dieser Werke hat mehr als eine Million gekostet, die Herausschaffung derselben dürfte bei 900.000 fl. kosten und der Schaden, welcher durch die in Folge dieser fehlerhaften Bauwerke eingetretenen 9 Ueberschwemmungen herbei geführt wurde, belauft sich sicher auf mehrere Millionen.

Es scheint, dass bis zum Jahre 1867 den maßgebenden Ingenieuren der Landesbaubehörde die Wirkungen der Bauwerke bei Nußdorf, respective die eigentlichen veranlassenden Ursachen der Ueberschwemmungen der Stadt Wien und des Marchfeldes ganz unbekannt waren, da bei der Vorlage ihres Regulierungsprojectes ausdrücklich hervorgehoben wurde, dass die Werke bei Nußdorf ihrem Zwecke

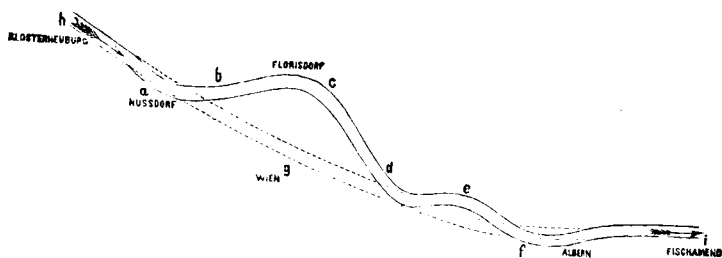
vollkommen entsprechen, indem dieselben den Stromstrich der Donau am rechten Ufer bei Nußdorf und an der Einmündung des Wiener Donaucanals festgehalten haben.

Herr Oberbaurath Hagen hat in seinem Gutachten über diese Werke Folgendes bemerkt: „Das für die obere Canaleinmündung gewählte Mittel ist ein ganz ungewöhnliches und entspricht keineswegs den Methoden, die man bei Regulirung der Ströme sonst anwendet. Bei der Schwierigkeit die beabsichtigte und wirklich erreichte Theilung des Wassers in anderer Art darzustellen, kann ich indes nur empfehlen, hier nichts zu ändern. Die Folgen der starken Beschränkung des Strombettes bei Nußdorf durch die beiden Buhnen, haben bisher, wie mir mitgetheilt wurde, zu keinen Klagen Veranlassung gegeben, es liegt also kein Grund vor, hier eine andere Anordnung zu treffen, welche leicht den Canal gefährden könnte.“

Ungeachtet dieses von Hagen abgegebenen Gutachtens, welches offenbar auf einer vollständigen Unkenntnis der bestehenden Stromverhältnisse basirt war und diesem Gutachten entgegen, haben wir natürlich auf die Abtragung und Ausräumung der Sporne, dann auf die Versetzung des Dammes auf das Normalprofil unsere Anträge gestellt, und kann es nicht bezweifelt werden, dass der Donaucanal durch die Abtragung und die Beseitigung dieser Sporne in keiner Weise gefährdet werden wird, da auch ohne dieselben durch eine entsprechende Vertiefung seines Bettes eine genügende Wassermenge in den Donaucanal wird hineingeleitet werden können.

Hagen hat die Regulirung der Donau nach ihrem jetzigen Laufe beantragt, und seine Regulirungs-Trace stimmt ziemlich nahe mit jener des Pasetti überein.

Wenn die nebenstehende Figur uns den Lauf der Donau zwischen Klosterneuburg und Fischamend darstellt, so beantragten Pasetti und Hagen den Strom nach



der aus fünf aufeinander folgenden Krümmungen bestehenden Trace *abcdef* zu reguliren. Wir hingegen glauben, dass nachdem der Lauf der Donau in der Strecke von Klosterneuburg bis Nußdorf nach der Trace *ha* und in der Strecke von Albern bis Fischamend nach der Trace *fi* durch die rechtseitigen Bergabhänge und Hochufer unabänderlich fixirt ist, der jetzige Lauf der Donau nach der Linie *abcdef* ein unnatürlicher sei und dass vielmehr der natürliche Lauf der Donau in der Richtung der Curve *agf* falle, welche die beiden unabänderlichen natürlichen Stromrichtungen *ha* und *fi* nur mittelst eines großen Bogens *agf* verbindet. Gegen den etwaigen Einwand, dass, wenn der jetzige Lauf nicht als der natürliche betrachtet werden könne,

warum denn dann der Strom diese Richtung genommen habe, erlaube ich mir Folgendes zu bemerken:

Es wurden im vorigen Jahrhunderte auf dem linken Stromufer bei *b* zahlreiche Einbaue gemacht, um die Donau an die Einmündung des Wiener Donaucanals zu drängen, wodurch der Strom in das rechte Ufer eingebrochen hat, und von dort an der Einmündung des Kaiserwassers vorbei gegen Floridsdorf abgelenkt wurde. Es läßt sich aus den älteren Plänen noch nachweisen, dass ursprünglich das Kaiserwasser der eigentliche Hauptstrom war, und nach Aufzeichnungen aus d. J. 1817 ergibt sich, dass damals an der Einmündung des Kaiserwassers und im jetzigen Hauptstrome gleiche Wassertiefen waren. Der natürliche Lauf war ursprünglich in der Richtung des Kaiserwassers, also in der Linie *ag*, und erst durch die ganz unzweckmäßigen Uferreinbaue wurde das Wasser auf die linke Thalseite gedrängt, abgeleitet, und so das Kaiserwasser verlandet. Aus diesen Gründen muß die von Pasetti und Hagen vorgeschlagene Regulirungs-Trace mit der fünffachen Krümmung bei *b, c, d, e* und *f* als eine unnatürliche, und nur die Durchstichtrace *agf* als die natürliche Stromtrace angesehen werden, welche letztere den oberen und den unteren Stromlauf mittelst eines einzigen sanft gekrümmten Bogens verbindet.

Die Beibehaltung des gegenwärtigen gegen die linke Thalseite zu gekrümmten Stromlaufes würde allenfalls nur dann gerechtfertigt erscheinen, wenn Wien in und an der Stelle von Floridsdorf läge. Das von Hagen vorgeschlagene Regulirungs-Project unterscheidet sich vom Pasetti'schen Projecte hauptsächlich auch nur dadurch, dass Hagen das Kaiserwasser zur Verlandung beantragte und dasselbe nicht als Hafen hergestellt wissen wollte.

In dem für die Regulirung der Donau bei Wien vereinbarten Programme wurde ausdrücklich bestimmt, dass an dem regulirten Strome auf der rechten Uferseite eine entsprechende Länge günstig situirter Landungsplätze geschaffen werde. Hagen meinte nun, dass bei Durchführung der Stromregulirung nach der von ihm proponirten Trace sich 3 concave Uferstellen bei *b, d* und *f* befinden, welche als Landungsstellen ohne weiters benützt werden könnten. Ich möchte es jedoch bezweifeln, ob diese Landungsstellen ihrem Zwecke entsprechen würden, denn selbst wenn wirklich nach der Trace *a, b, c, d, e, f* der Strom regulirt, schiffbar gemacht und die Ueberschwemmungs-Gefahr durch beiderseitige Eindämmung beseitigt wäre, so würde diese Regulirung zur Erleichterung und Belebung des Handelsverkehrs nicht beitragen, und der Stadt Wien wenig nützen, weil die 3 Landungsplätze *b, d, f* zu weit von Wien entfernt, von einander getrennt und mit den Eisenbahnen in keiner Verbindung wären, dann, weil die niedrige vom alten Flußbette durchfurchte Ebene zwischen Wien und dem gegenwärtigen Stromlaufe zur Verbauung ungeeignet ist, dieselbe sonach wie bisher eine Wüste bleiben würde.

Durch die Regulirung der Donau nach der Durchstichs-Trace *agf* wird jedenfalls eine bessere Schifffahrts-



straße geschaffen, die Ueberschwemmungsgefahren vollständig beseitigt, fast ein 3mal so langes continuirliches und günstig gelegenes Landungsufer erhalten, welches mit allen in Wien einmündenden Eisenbahnen in Verbindung gebracht werden kann, der Donaustrom wird in einem schönen regelmäßigen Laufe um circa 700° der Stadt Wien näher gerückt, endlich eben durch die Durchstichsaushebungen wird das erforderliche Materiale gewonnen, um das ganze Terrain am rechten Ufer so anzuschütten, dass hierauf alle erforderlichen Bauten, ja selbst dort eine neue Stadt angelegt werden kann.

Herr Oberbaurath Hagen hat sich auch dahin ausgesprochen, dass die Durchführung der Donauregulirung mittelst eines Durchstiches für die Schifffahrt selbst nachtheilig und gefährlich werden könnte, indem hiedurch bei Nußdorf, woselbst vom rechten Ufer eine Felsenbank sich in das Strombett hinabzieht, eine Senkung des Wasserspiegels um circa 16" herbeigeführt werden wird.

Noch bevor die Experten kamen, wurde über meinen Antrag eine Sondirung des Donaubettes bei Nußdorf vorgenommen, und da hat es sich denn herausgestellt, dass allerdings daselbst ein Felsenriff sich in das Donaubett fortsetzt, dass aber dieser Felsen nur auf eine kurze Strecke in die Donau reiche und dass dessen Oberfläche in einer Entfernung von 10° schon 9' tief und in einer weiteren Entfernung von 19° vom Ufer schon 17' tief unter dem gegenwärtigen Nullwasserspiegel liegt, daher es klar ist, dass bei solchen Tiefen selbst bei einer größeren Wasserspiegelsenkung als 16 Zoll, die Schifffahrt daselbst weder gehemmt noch gefährdet sein wird. Herr Hagen meinte ferner, dass für den Durchstich die Erdaushebung in einer großen Breite und Tiefe gemacht werden müsste. Das ist wohl richtig, dass der Durchstich in einer großen Breite und Tiefe ausgehoben werden müsse, aber dies wird eben noch den Vortheil haben, dass das Aushebungsmateriale zur Anschüttung verwendet werden wird, wodurch z. B. das Terrain des Kaiserwassers in Bauplätze umgewandelt werden kann. Schließlich hat Herr Oberbaurath Hagen noch die bedeutende Kostendifferenz zwischen der Regulirung nach dem neuen und dem alten Laufe geltend gemacht. Ich will hierüber nur Folgendes bemerken.

Mit Beibehaltung der Durchstichstrasse nach Abernethy und Sexauer, welche mit jener des kais. Rathes Riemer oberhalb der Stadlauerbrücke nahe zusammenfällt, wurde von mir in Gemeinschaft mit Herrn Ministerialrath Waniek zur Vergleichung der Kosten ein approximatives Project sammt einem Ueberschlage verfaßt und es wurden auf diese Weise die Gesamtkosten der Regulirung von der Kuchelau bis Fischamend in einer Länge von 4 Meilen auf 24,600.000 fl. sammt der Grundeinlösung veranschlagt. Nach dem ergänzten Pasetti'schen Projecte würden sich die Kosten auf 13,000.000 fl. belaufen. Hierbei ist jedoch ein strenger Vergleich insofern nicht leicht möglich, da der Preis für die Gründe und das Baumateriale jetzt ein ganz anderer ist, als Pasetti solche angenommen hatte. Werden die höheren Werte der eingelösten Gründe mit 4 Millionen und die gegenwärtigen höheren

Einheitspreise in Rechnung gebracht, so zeigt sich alsdann nur eine Kostendifferenz von circa 6,000.000 fl. Die Kosten für eine vollkommene und unvollkommene Regulirung lassen sich jedoch gar nicht vergleichen, und die Summe von 13,000.000 fl. erscheint für eine schlechte Regulirung noch zu hoch, während die Verwendung einer Summe von 24,000.000 fl. für eine gute Regulirung sich als sehr lohnend herausstellen wird. Unsere Anträge wurden in der Commission nur vom Herrn Hofrath R. von Eichler und Herrn Prof. von Meißner bekämpft, dagegen von Herrn Hofrath von Engerth wärmstens unterstützt, und hierauf von der Commission selbst mit allen gegen die 2 erstgenannten Stimmen auch angenommen.

Die einzelnen Punkte des sodann von der Commission abgegebenen Gutachtens will ich übergehen, um die Herren damit nicht zu langweilen, da Ihnen dieselben ohnehin bekannt sein werden\*).

Nachdem die Commission die Beschlüsse über die Art der durchzuführenden Donauregulirung gefaßt hatte, hat Herr Hofrath von Engerth als Berichterstatter die großen Vortheile der projectirten rationellen Donauregulirung im Allgemeinen und insbesondere für die Hebung des Handels und Verkehrs in so überzeugender Weise dargethan, dass das h. Ministerium von der Zweckmäßigkeit dieser Regulirung die vollste Ueberzeugung gewann und die diesfälligen Anträge Sr. Majestät dem Kaiser unterbreiten konnte, welcher auch unverzüglich dieses Donauregulirungs-Project zu genehmigen und zu gestatten geruhete, dass diese Regulirung vom Staate, vom Lande Niederösterreich und von der Stadt Wien gemeinschaftlich mit je einem Betrage von  $\frac{1}{3}$  der Kosten zur Ausführung gebracht werde.

Dass die von der letzterwähnten Commission gelieferten Nachweisungen bezüglich der dringenden Nothwendigkeit der Donauregulirung der Zweckmäßigkeit des Durchstichsprojectes und der hiedurch in Aussicht gestellten großen Vortheile überzeugend waren, werden die geehrten Herren daraus schon ersehen können, dass die diesfalls eingebrachten Geldbewilligungs-Anträge und Gesetze vom Wiener Gemeinderathe, vom nieder-österreichischen Landtage und von beiden Häusern des hohen Reichsrathes einstimmig angenommen wurden.

Fortsetzung folgt.

## Ueber Geschiebführung und Murgänge der Wildbäche nebst ihrer Bedeutung für die Arlbahn.

Von  
**Josef Biedel,**  
Ingenieur und Bauführer.  
(Schluss).

### Die Arlbergstraße.

Die häufigen Verschüttungen der Fahrstraße durch Muren und die dadurch verursachten nicht unbedeutenden Kosten bestimmten die kaiserlichen Baubehörden, Vorkch-

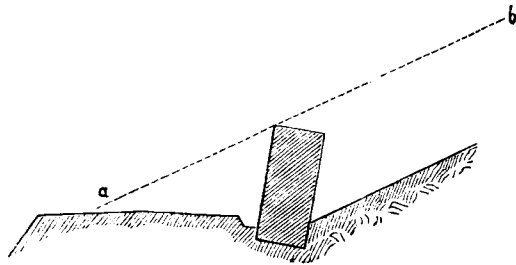
\*) Das vollständige Gutachten aller Experten wurde bereits im Jahre 1868 in den Heften V bis XII dieser Zeitschrift abgedruckt.  
Anmerkung des Redacteurs.



rungen zu treffen und Bauten auszuführen, welche diese permanenten Auslagen auf ein Minimum bringen sollten.

Zahlreiche Schotterkegel bössartiger Wild-Bäche werden von der Straße getroffen, so dass deren Trace häufige Verlegungen und Erhöhungen erfahren mußte. An Stellen jedoch, wo Localverhältnisse dies nicht zuließen, suchte man sich durch Stützmauern gegen das Vordringen der Schuttkegel zu sichern, besonders da, wo es sich um wasserarme Runsen handelte, die nur nach Regengüssen viel Material ohne ausgesprochenes Flußbett in die Ebene her-

Fig. 4.



abbringen und sich daselbst fächerförmig ausbreiten; dermalige Mauern nützen natürlich nur bis die Hinterfüllung nach der durch die äußerste Kante bestimmten Erzeugenden *a b* (Fig. 4) erfolgte.

Die fortschreitende Erhöhung der Schotterkegel blieb auf die bereits bestehenden Durchlässe nicht ohne nachtheiligen Einfluß.

Die Oeffnung am Einlauf erwies sich alsbald als unzureichend, dem massenhaften Andrang von Geschiebe mit Erde, Laub und Holz gemischt, Durchgang zu gestatten, es entstanden Verrammelungen und in Folge davon Verschüttung der Fahrstraße. Wohin nun mit diesem kothigen Material?

Die Grundeigenthümer erhoben bei der geringen Ausdehnung cultivirter Flächen für diese ärarischen Depotplätze begreiflicher Weise bald horrende Entschädigungsansprüche, wesshalb schon im vorigen Jahr eine Ministerialverordnung bestimmte, die Fahrbahn der Straße auf 18' einzuengen, den übrigen Raum jedoch zur Deponirung dieses unbrauchbaren Materials zu verwenden.

Dadurch erreichte man gleichzeitig den weiteren Vortheil, jene Durchlässe mit zu geringer Constructionshöhe auf der Bergseite zu verkürzen, wodurch bei der bedeutenden Neigung der Canalsohle eine größere Einflußöffnung erzielt wurde.

Der interessanteste Bau zum Zweck die Mur im Niveau der Fahrbahn über die Straße zu führen, wurde schon in den vierziger Jahren vom damaligen Herrn Kreis-Ingenieur Kink unterhalb Dalaas angeordnet.

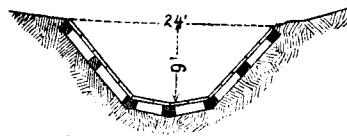
Es passiren an der betreffenden Stelle, wo nur eine Unterfahung des Kegels möglich gewesen wäre, nicht selten ganz außerordentliche Muren, die sich jedes Frühjahr wiederholen und den Verkehr stören.

Der circa 24' breite Graben dieses wasserarmen

Wildbaches wurde durch ein hölzernes Gerinne nach nebenstehender Skizze Fig. 5, versichert.

Der solide Rost, aus  $\frac{1}{2}$ ''gen Balken, mit Steinen ausgeschlagen und mit Dielen verschallt, setzt dem Fortgleiten des Murganges den geringsten Widerstand entgegen. Das Rinnwerk selbst erhielt die natürliche Neigung des Schuttkegels zwischen  $\frac{1}{8}$  und  $\frac{1}{9}$ , reicht circa  $30^\circ$  von der Straße nach aufwärts und erstreckt sich bis zur Mündung in den Alfensbach.

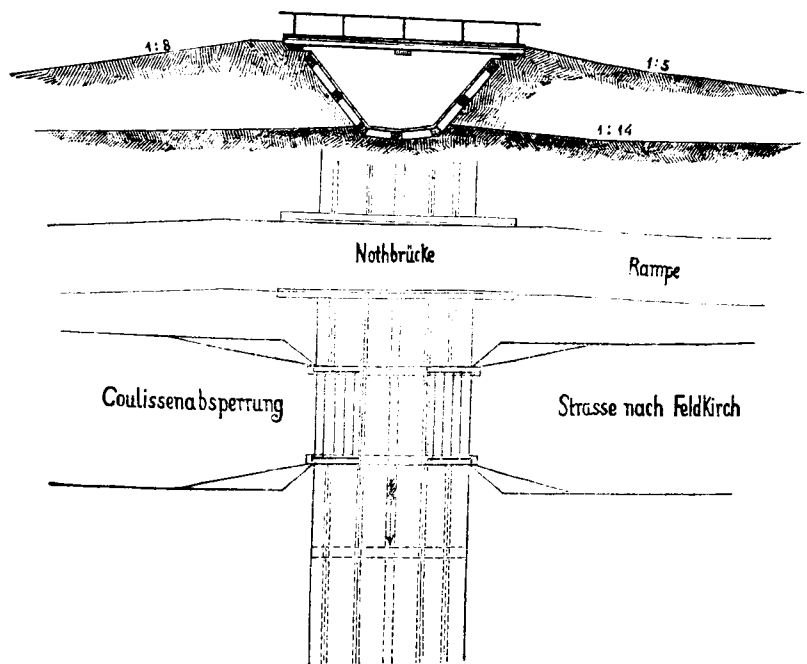
Fig. 5.



An der Kreuzungsstelle ist eine Art Coulissen-Absperrung Fig. 6, angebracht, die im Falle der Gefahr die unterbrochenen Canalwände herstellt.

Während dieses Abschlusses lenkt man den Verkehr über die oberhalb erbaute provisorische Reservebrücke, welche mittelst einer Rampe erstiegen werden muß. Die jährlich wiederkehrenden Murgänge verursachen meist nur

Fig. 6.



Unterbrechungen von einigen Stunden. Im Jahre 1864 jedoch bedrohte diesen Bau eine ganz außerordentliche Schuttwalze, die den Canal nach seiner ganzen Länge vom Ausgange der Schlucht bis zur Mündung in die Alfens auf mehr als  $300^\circ$  ausfüllte und sich in einer Stunde kaum  $2^\circ$  weit nach abwärts bewegte.

Der durch das nachfolgende Material hervorgebrachte Druck pflanzte sich durch den ganzen Canal fort; die Alfens war nicht im Stande alles zu transportiren. Es entstand ein Aufstau, die eingelegten Coulissen-Dielen erwiesen sich als zu schwach, brachen durch und die Ablagerung von mehr als 1000 C<sup>o</sup> Erde und Gerölle war die Folge. Selbst die provisorische Brücke wurde gehoben und fortgeführt. Die durch die Wegräumung des Materials dem Aerar erwachsenen Kosten bezifferten sich auf mehr als 3000 fl.

Unter normalen Verhältnissen belaufen sich die an dieser Stelle verursachten Auslagen jährlich auf 100—200 fl.

### Ablagerungsplätze und Schotterfänge.

Die Ausschreitung eines Wildbaches gleicht zuweilen einer Krankheit, deren Diagnose und Heilung vom Ingenieur ausgehen muß, der sich daher vorerst ein klares und deutliches Bild von dem Zustande seines Patienten zu machen hat, um eine erfolgreiche Behandlung einzuschlagen.

Als das wirksamste Mittel, die außerordentliche Geschiebeführung hintanzuhalten, erwies sich bisher die Erbauung von Thalsperren.

Ohne auf die Wirkung derartiger Bauten näher einzugehen, soll an dieser Stelle nur bemerkt werden, dass sich kein Techniker der Illusion hingeben dürfe, mit dem bloßen Bau der Sperre dem Uebel für immerwährende Zeiten gesteuert zu haben.

Nicht nur die Erhaltung dieses Werkes, sondern vorzüglich die von Zeit zu Zeit — nach vollständiger Hinterfüllung des Baues — nothwendige Erhöhung der Wehrkrone, sowie die Einschaltung neuer Schwellen, also gewissermaßen der vollständige Ausbau des Objectes, bedarf der größten Sorgfalt.

Eine eingehende Behandlung dieses Gegenstandes würde den Rahmen dieser Mittheilungen überschreiten.

Zur Verbauung der Wildbäche sind in Tirol und der Schweiz zahlreiche Anlagen in Vorschlag gebracht und ausgeführt worden. Es soll hier nur einer constructiv richtigen und im Princip mustergiltigen und gleichzeitig öconomischen Thalsperre Erwähnung geschehen.

Fig. 7.

Wie aus Figur 7 ersichtlich, bildet dieser Bau ein liegendes Gewölbe, aus Trockenmauerwerk hergestellt und aus einzelnen Ringen bestehend, die in dem Maße neu aufgesetzt werden, als die Hinterfüllung nach der Linie *ab* erfolgt.

Da sich das Bachprofil nach oben zu erweitert, so ist jedes neue Ringstück immer um so viel länger, als die Erweiterung bis zu dieser Höhe beträgt.

Diese Mauern haben bei einem Anlauf von  $\frac{1}{3}$  und der Basis von 2 Meter hinreichende Stabilität, um dem hier wirkenden Druck zu widerstehen.

Eine Umgehung der Sperre ist deshalb nicht leicht

zu befürchten, weil die Ueberfallskante gegen die Mitte eine muldenförmige Vertiefung erhält, die das Wasser zwingt hier abzufließen, ohne die Flügel zu gefährden.

Das Fundament des unteren Ringes muß selbstverständlich durch Steinwurf solid versichert werden. Da der Wasserstrahl beim oftmaligen Ueberstürzen gebrochen wird, ist auch eine Unterwaschung nicht so leicht möglich.

Die Zurückhaltung des Geschiebes in den uncultivirten obern Theilen des Bachgebietes hat zunächst den Vortheil, den Zustand des Wildbaches wesentlich gebessert zu haben. Es wird nicht allein die Geschiebeführung vermindert, sondern durch den Einbau vieler Schwellen einer Vertiefung des Bachbettes vorgebeugt, welche so häufig die Ursache der gefährlichsten Erdsabsitzungen und Rutschungen bildet.

Man war bisher der irrigen Ansicht, dass es unmöglich sei, den Verheerungen der Wildbäche durch Bauten zu begegnen. Der Gegenstand selbst war nicht bauwissenschaftlich und nach sicheren hydrotechnischen und Erfahrungsgrundsätzen behandelt worden.

Einzelne mißlungene Versuche, die durch schlecht construirte und kostspielige Bauwerke gemacht wurden, sowie die ungegründete Sorge — die etwaige Baufälligkeit solcher Objecte könne eher die Gefahr vergrößern, tragen Schuld, dass man in unseren Alpenländern diesen Bauten nicht die gebührende Aufmerksamkeit zuwendete.

Dass der Einsturz einer Thalsperre nicht Veranlassung zu gefährlichen Murgängen sein kann, ist im Wesen beider begründet. Es ist nicht wahrscheinlich, dass das seit vielen Jahren angehäuften Material, über welches das Wasser nach dem etwaigen Einsturz des Wehres hinwegfließt, auf einmal in Bewegung komme.

Es müßte sich das Wasser mit dem ganzen nach und nach deponirten und schon festgewordenen Material plötzlich mischen und dieses dadurch in Bewegung bringen. Die Grundbedingung zur Murbildung fehlt also hier gänzlich, das Wasser führt bloß seiner Schiebkraft entsprechende Schottermengen fort, wie dies die Erfahrung in ähnlichen Fällen schon deutlich gezeigt hat.

Sollten jedoch Lokal- oder sonstige Interessen die Erbauung von Sperren unzulässig erscheinen lassen, dann müßte man zur Anlage von Ablagerungsplätzen im Ablagerungsgebiete seine Zuflucht nehmen.

Das Bestreben kann wieder nur dahin gerichtet sein, das Gefälle des Baches an einer passenden Stelle zu verringern.

Während des Baues eröffnete Materialplätze oder eigens für diesen Zweck eingedämmte Bassins, in denen sich das Geschiebe sammeln kann, werden für lange Zeit die gewünschte Wirkung üben, vorausgesetzt, dass der hierfür in Anschlag gebrachte Flächenraum die nöthige Ausdehnung erhalten hatte.

Die Ermittlung dieses Rauminhaltes ist eben die wichtigste Aufgabe, die nur dann strikte gelöst werden könnte, wenn die Frage beantwortet wäre: Welche Quantität Geschiebe bringen ein oder mehrere Hochwässer herab?

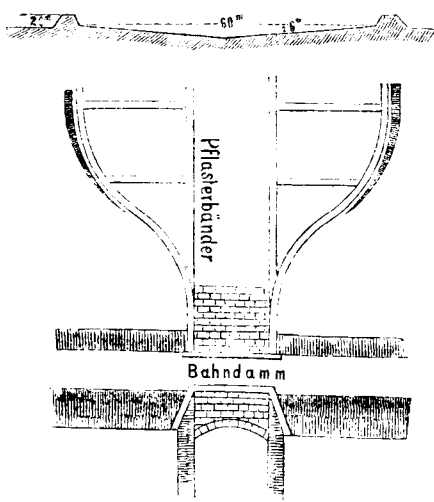
Da die Messung des auf der Sohle eines Flusses dahin

rollenden Geschiebes schon schwierig und bei Schuttwalzen nur von Schätzung die Rede sein kann, ferner das Verhältniß der sich fortwälzenden Geschiebe und Wassermassen zu einander unbekannt ist, so fehlen eigentlich alle Factoren, die für unsere Anlage in Rechnung zu bringen sind, und die projectirten Bauten bleiben in diesem Falle nichts als kostspielige Experimente.

Nur natürliche Bassins, ein See etwa, in die der Wildbach mündet und sein Delta bildet, würde durch Aufnahme von Horizontalcurven die jährliche Erhöhung des Seegrundes messen lassen, ein Auskunftsmittel, das in unserem Falle wohl selten Anwendung finden dürfte.

Der königlich bayerische Ingenieur Fr. Müller hatte beim Bahnbaue Gelegenheit, Kieslavinen — welche glücklich-

Fig. 8.

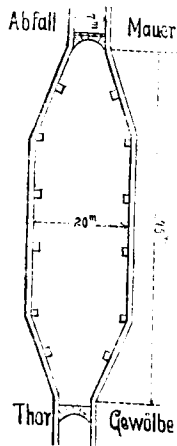


licherweise die Träse an einer noch unvollendeten Stelle passirten — zu messen und fand, dass an zwei Regentagen über 60.000 Cubikfuß, also nahe 50.000 Zentner Stein- und Kiesgeschiebe der unterschiedlichsten Dimensionen vom Wildbache herabgebracht worden war, woraus wohl deutlich hervorgeht, welche immense Ausdehnung ein wirk-

samer Schotterfang haben müßte, um die Geschiebe eines halbweg gefährlichen Baches unschädlich zu machen.

Dies in Erwägung gezogen, wurden bei den Schweizer Anlagen ausgeführt, die dadurch wirken, dass die Geschiebe, womit der Fluß angefüllt ist, an Ablagerungsplätzen gewissermaßen provisorisch deponirt werden, während die folgenden Hochwässer dies Depositum wieder selbst fortführen sollen.

Fig. 9.



Ein derartiger künstlicher Ablagerungsplatz (Fig. 8) ist an der Grionne ausgeführt. Das Profil dieses Flußes wurde oberhalb der Bahnbrücke auf 60 Meter erweitert und mit 2 Meter hohen Dämmen eingeschlossen. Die Sohle des Beckens gegen die Mitte zu geneigt, bildet eine sehr flache Rinne, die sich gegen die Brücke trichterförmig verengt. Schuttwalzen in diesem erweiterten Profil angekom-

men, werden zweifelsohne liegen bleiben, von dem nachfolgenden Hochwasser — welches bekanntlich weniger Geschiebe führt — fortwährend umspült und vorzüglich wegen der geneigten Sohle bald ganz fortgeführt werden, deshalb jede Handarbeit zur Wegschaffung des Materiales unnöthig machen.

In der eben angedeuteten Weise wirkt jede Flußprofilerweiterung, wie solche in Figur 9, im Grundriß dargestellt erscheint.

## Verhandlungen des Vereins.

Wochen-Versammlung am 18. März 1871.

Vorsitzender: Vereinsvorsteher Herr Oberbaurath Fr. Schmidt.  
Anwesend: 297 Mitglieder.

Der Vorsitzende theilte zwei Schreiben der n. ö. Handelskammer mit, mit welchen Concursausschreibungen für Brückenbauten in Portugal, dann für die Lieferung und Legung von 13.600 Meter gußeiserner Röhren für die Wasserleitung der Stadt Athen bekannt gegeben wurden.

Die Termine dieser Ausschreibungen sind auf den 5. und 12. April l. J. festgesetzt.

Hierauf hält Herr Hofrath Ritter von Engerth einen längeren, eingehenden Vortrag über die Abspernung des Donaucanals mittelst eines Schwimmthores. Da wir in der Lage sind, in einem der nächsten Hefte Ausführliches über diesen interessanten Gegenstand zu bringen, so mögen hier die folgenden kurzen Andeutungen genügen.

Hofrath Ritter von Engerth bezeichnet als den Gegenstand seines Vortrages zunächst die Erörterung der Frage, welche Stellung der Donaucanal gegenüber der Donauregulirung einnehmen solle, um einerseits seinem Zwecke, die Approvisionirung Wien's zu erleichtern, zu entsprechen, und andererseits die Schifffahrt zu fördern.

Redner gibt einen Ueberblick über die Entwicklungsgeschichte des Donaucanals und sein Verhältniß zum Hauptstrome. In früherer Zeit sei der Zustand des Canals ein überaus schlechter gewesen, dem gegenüber sein jetziger Zustand als ein ziemlich günstiger bezeichnet werden könne. Doch sei auch jetzt noch sehr viel zu wünschen. Ein Hauptmangel liege in den niedrigen, völlig ungleichen Uferhöhen, wodurch die großen Ueberschwemmungen, die in Wien in diesem Jahrhundert stattgefunden haben, hauptsächlich möglich wurden.

Ein bedeutender Mangel liege ferner in der Unregelmäßigkeit des Gefälles im Canale, welches im oberen Theile desselben größer als im unteren Theile sei. Eine Folge dieses Umstandes sei es auch, dass bedeutende Massen von Geschiebe aus dem Hauptstrome, noch mehr aber aus den in den Canal mündenden Nebenflüssen, dem Döblinger-, dem Alserbache und dem Wienfluße, im Canal liegen bleiben, die Sohle des Canals auf diese Weise verändern und ungleichmäßig machen.

Die Tiefen im Canale seien ebenfalls sehr verschieden, obwohl seine Lage in Rücksicht auf den Hauptstrom eine sehr günstige genannt werden muß, da sowol bei der Ein- als auch bei der Ausmündung des Canals in der großen Donau sich bedeutende Tiefen befinden.

Vom nachtheiligsten Einflusse seien die in früherer Zeit bei Nußdorf in die große Donau gemachten Einbauten. Den Anschauungen der damaligen Zeit entsprechend hatte man damit den Zweck verbunden, den Stromstrich mehr an die Canalmündung zu bringen, wodurch aber nicht nur dieser Erfolg erzielt wurde, sondern zugleich im Hauptstrome eine künstliche Stauung erzeugt, also auch eine Hebung des Wasserspiegels im Canale verursacht wurde. Den Nachweis des schädlichen Einflusses dieser Einbauten führt Redner durch eine Vergleichung der Wasserstände während eines Zeitraumes von 41 Jahren, und kommt zu dem Schluß, dass von Seite der großen Donau durchaus keine Ueberschwemmungen zu besorgen seien, dass, da die höheren Wasserstände der Donau bei Nußdorf erwiesenermaßen nur von den bestehenden Einbauten daselbst herrühren, durch welche das Wasser gestaut wurde, diese Einbauten aber durch die Regulirung der Donau beseitigt und in Nußdorf dann ein gleiches Profil, wie an der Taborbrücke hergestellt werden wird, nach gänzlicher Durchführung der Donauregulirung die Höhe des Wassers in Nußdorf und daher auch im Canale nahe dieselbe sein wird, welche bis jetzt der Pegel an der Taborbrücke ausgewiesen hat.

Nach den angeführten Wasserstandstabellen ist aber in einem Zeitraume von 41 Jahren, die hohen Wasserstände, welche durch Eischoppungen im Canal hervorgerufen wurden, ausgeschieden, bloß an einem Tage ein Wasserstand von 12' eingetreten, und es sei daher anzunehmen, dass das Wasser im Donaucanal in jedem Falle nur eine Höhe von 12' erreichen würde und eine Ueberschwemmungsgefahr um so mehr als beseitigt angesehen werden könne, als nach dem einstimmigen Urtheile aller Sachverständigen und Experten nach Vollendung der Donauregulirung sich der Wasserspiegel in der Donau um 12—20" senken, jene angegebene höchst mögliche Höhe von 12' sohin noch

um einen Fuß reducirt werden könne, wobei freilich Ueberschwemmungen, die durch Eisstauungen im Canale selbst verursacht werden, ausgenommen seien.

Wenn nämlich im Strome, an der Canalausmündung oder zwischen der Ein- und Ausmündung desselben Eisschoppungen eintreten, dann wird das Eis in großen Massen aus dem Strome in den Canal geführt und kann dadurch, wenn es im Abflusse gehemmt wird, bedeutende Stauungen verursachen. Das Wasser steigt in solchen Fällen auf größere Pegelhöhen als im Strome.

Um auch diesen möglichen Fall einer Ueberschwemmung durch Eisanschoppung zu beheben, habe man beschlossen, eine Absperrung des Donaucanals gegen die Eisgänge vorzunehmen, die durch einen schwimmenden Balken, ein Schiff, das quer über den Canal gebracht werden kann und in nicht benütztem Zustande seitwärts in einem Hafen deponirt ist, gebildet werden solle. Redner bespricht sodann die Situation der ganzen Anlage, die im Wesentlichen aus drei Theilen besteht; der Klausenmauer mit Widerlager für das Schwimmthor, dem beweglichen Widerlager und dem Schwimmthore selbst. Er geht auf eine genaue Besprechung an der Hand von großen Zeichnungen dieser Theile über und erörtert auch die Manipulation mit dem Schwimmthore beim Gebrauche desselben.

Redner spricht zum Schluß allen Jenen, welche ihn bei der Durchführung der Projectirung des Schwimmthores unterstützt haben, seinen Dank aus, und schließt seinen zweieinhalbstündigen, von der Versammlung mit der größten Aufmerksamkeit begleiteten Vortrag unter dem lebhaftesten Beifalle.

## I. Verzeichniß der subscribirten Beiträge zum Bau des Vereinshauses des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines.

NB. Bei den außer Wien domicilirenden Mitgliedern ist der Wohnort beigesetzt worden.

|   | fl.    |
|---|--------|
| 1 Brassey Th., Bauunternehmer in London . . . . .                 | 5000.— |
| 2 Klein Gebrüder, Bauunternehmer . . . . .                        | 5000.— |
| 3 v. Schwarz Carl, k. k. Baurath . . . . .                        | 5000.— |
| 4 Kaiser Ferdinands-Nordbahn . . . . .                            | 6000.— |
| 5 v. Ofenheim Victor, Generaldirector . . . . .                   | 3000.— |
| 6 v. Eichler W., k. k. Hofrath . . . . .                          | 1000.— |
| 7 Fölsch A., Ingenieur. (Siehe 352) . . . . .                     | 1000.— |
| 8 Guttmann Gebrüder, Gewerkesbesitzer . . . . .                   | 1500.— |
| 9 Seybel Emil, Fabrikenbesitzer . . . . .                         | 1500.— |
| 10 Dr. Weiß A., Hof- und Gerichts-Advokat . . . . .               | 1500.— |
| 11 Baechle Josef, Maschinenfabrikant . . . . .                    | 1000.— |
| 12 Sigl G., Maschinenfabrikant . . . . .                          | 1500.— |
| 13 Schey v. Koromla Fr., Großhändler . . . . .                    | 1500.— |
| 14 Wolf Heinrich, Geolog . . . . .                                | 20.—   |
| 15 v. Gründorf W., Bureau-Chef . . . . .                          | 60.—   |
| 16 Bender W., Generalinspector. (Siehe 360) . . . . .             | 109.—  |
| 17 Matscheko M., Fabriksdirector . . . . .                        | 250.—  |
| 18 Mickerts Julius, Vertreter des Bochumer-Vereins . . . . .      | 500.—  |
| 19 Haswell John, Maschinenfabriksdirector. . . . .                | 1000.— |
| 20 Waitzenkorn Friedr., Civil-Ingenieur . . . . .                 | 100.—  |
| 21 Dr. Mayer Aug., Fabriksbesitzer . . . . .                      | 20.—   |
| 22 Neuwerth Emil, Ingenieur . . . . .                             | 50.—   |
| 23 v. Winiwarter G., Fabriksbesitzer . . . . .                    | 200.—  |
| 24 Czermak Wilhelm, k. k. Obergeringenieur . . . . .              | 200.—  |
| 25 Petrin Victor, Ingenieur, derzeit in Adrianopel . . . . .      | 10.—   |
| 26 Kleyle Friedr., Ingenieur, derzeit in Lüttich . . . . .        | 50.—   |
| 27 Deutsch J., Ingenieur . . . . .                                | 100.—  |
| 28 Riegel Anton, Bergwerksbesitzer in Fünfkirchen . . . . .       | 50.—   |
| 29 Dr. Sochor Eduard, General-Secretär . . . . .                  | 100.—  |
| 30 Hübl Leo, Ingenieur in Groß-Wisternitz . . . . .               | 10.—   |
| 31 Hornbostel C., Inspector . . . . .                             | 100.—  |
| 32 Bergauer Franz, Betriebs-Inspector in Linz . . . . .           | 20.—   |
| 33 Prochaska Julius, Eisenwerksbesitzer . . . . .                 | 500.—  |
| 34 v. Töth Colomann, k. ung. Obergeringenieur in Essegg . . . . . | 25.—   |
| 35 Eisl Reinhold, Director in Graz . . . . .                      | 100.—  |
| 36 Switawsky Carl, Baubeamter in Laa a. d. Th. . . . .            | 20.—   |

|  | fl.    |
|--|--------|
| 37 Muzika Johann, Obergeringenieur in Prag . . . . .                                 | 10.—   |
| 38 Vicic Johann, Oberhauführer in Feldkirch . . . . .                                | 50.—   |
| 39 Gamperle Anton, Ingenieur in Feldkirch . . . . .                                  | 20.—   |
| 40 de Giacomi F., Ingenieur in Feldkirch . . . . .                                   | 20.—   |
| 41 Cerwenka Johann, Ingenieur-Assistent in Feldkirch . . . . .                       | 10.—   |
| 42 Polaczek Ferd., Ingenieur-Assistent in Feldkirch . . . . .                        | 10.—   |
| 43 Brandeis A., Ingenieur-Assistent in Bludenz . . . . .                             | 10.—   |
| 44 Jesse Wilhelm, Güter-Administrator . . . . .                                      | 50.—   |
| 45 v. Engerth W., k. k. Hofrath . . . . .  | 1000.— |
| 46 Schöenthaler Fr., Bildhauer, Herstellung eines Plafonds<br>im Werte von . . . . . | 1000.— |
| 47 Nadler Fr., Ingenieur . . . . .   | 10.—   |
| 48 Fajkmajer J. A. Agent*) . . . . .   | 50.—   |
| 49 Elsner Alfred, Obergeringenieur in Przemyśl . . . . .                             | 20.—   |
| 50 Hinträger Moriz, Obergeringenieur . . . . .                                       | 25.—   |
| 51 Lenz Alfred, Civil-Ingenieur . . . . .  | 500.—  |
| 52 Junker Carl, autoris. Civil-Ingenieur . . . . .                                   | 200.—  |
| 53 Jaut Alois, Ingenieur in Pest . . . . .   | 10.—   |
| 54 Freiherr von Rothschild A. S. . . . .   | 4000.— |
| 55 Mayer, Edler von Melnhof Franz, Gewerkesbesitzer . . . . .                        | 3000.— |
| 56 Lob Eduard, Obergeringenieur . . . . .  | 15.—   |
| 57 Fanta Julius, Civil-Ingenieur . . . . .   | 100.—  |
| 58 Sturany Johann, Stadtbaumeister . . . . .   | 50.—   |
| 59 Schmidt Heinrich, Inspector . . . . .   | 30.—   |
| 60 v. Heider Eduard, Civil-Ingenieur und Fabriksbesitzer<br>in Graz . . . . .        | 100.—  |
| 61 Klein Carl, Obergeringenieur . . . . .  | 100.—  |
| 62 Hauser Eduard, Stadtsteinmetzmeister . . . . .                                    | 1000.— |
| 63 Eißler Gebrüder . . . . .   | 2000.— |
| 64 Rahn A., Bergwerksbesitzer . . . . .  | 500.—  |
| 65 Prager Eisenindustrie-Gesellschaft . . . . .                                      | 1000.— |
| 66 Freiherr v. Löwenthal A., Fabriksbesitzer. . . . .                                | 250.—  |
| 67 Oesterr. Staatseisenbahn . . . . .  | 6000.— |
| 68 Czepelka Anton, Ingenieur . . . . .   | 50.—   |
| 69 v. Schönerer Math., Civil-Ingenieur . . . . .                                     | 1000.— |
| 70 Hohenegger W., Inspector . . . . .  | 10.—   |
| 71 v. Rittinger P., k. k. Ministerialrath . . . . .                                  | 20.—   |
| 72 Carl-Ludwigsbahn . . . . .  | 3000.— |
| 73 Lasko Martin, Obergeringenieur . . . . .  | 10.—   |
| 74 Kamper Fr., Commissär der Generalinspection für Bahnen . . . . .                  | 50.—   |
| 75 v. Drasche H., Fabriken- und Realitätenbesitzer . . . . .                         | 2000.— |
| 76 Schau Carl, Fabriksdirector in Wr. Neustadt . . . . .                             | 500.—  |
| 77 Friem Carl, Baumeister in Brünn . . . . .   | 10.—   |
| 78 Hlubek Anton, k. k. Professor . . . . .   | 30.—   |
| 79 Kirschner Ferdinand k. k. Burghauptmann . . . . .                                 | 50.—   |
| 80 Schlimp Carl, Inspector . . . . .   | 50.—   |
| 81 Weber August, Architekt . . . . .   | 100.—  |
| 82 Friese F. M., k. k. Berghauptmann . . . . .                                       | 50.—   |
| 83 Berger Franz, Ingenieur-Assistent . . . . .                                       | 10.—   |
| 84 Kraupa Hugo, Ingenieur-Assistent . . . . .  | 20.—   |
| 85 Schiebek Josef, Ingenieur-Adjunct . . . . .                                       | 20.—   |
| 86 Hellwag W., Baudirector . . . . .   | 400.—  |
| 87 Prag-Wiener Actien-Gesellschaft für Fabrication von<br>Waggons etc. . . . .       | 500.—  |
| 88 Zimmermann Victor, Tapeten-Fabrikant, Tapeten im<br>Werte von . . . . .           | 300.—  |
| 89 Püringer G., Obergeringenieur . . . . .   | 10.—   |
| 90 Schmitt Friedrich, Ingenieur . . . . .  | 10.—   |
| 91 Wex Gustav, k. k. Hofrath . . . . .   | 50.—   |
| 92 Lemberger M., Ingenieur . . . . .   | 30.—   |
| 93 Schmarda Franz, Ingenieur . . . . .   | 10.—   |
| 94 Stockert Franz, Centralinspector . . . . .  | 200.—  |
| 95 Fuchs Guido, k. ungar. Ingenieur in Kaschau . . . . .                             | 100.—  |
| 96 Felsenstein W., Werkstätten-Vorstand in Pest . . . . .                            | 20.—   |
| 97 Wlach Josef, Inspector . . . . .  | 20.—   |
| 98 Stigler Alex., Maschinen-Ingenieur . . . . .                                      | 5.—    |
| 99 Creditanstalt, k. k. priv. österr. . . . .  | 2000.— |

\*) Herr J. A. Fajkmajer erbietet sich ausserdem, die benötigten gewalzten oder genieteten Träger zum eigenen Kostenpreise ohne Gewinn beizustellen.

|  | fl.    |
|--|--------|
| 100 Chaudoir Ch. M., Fabriksinhaber . . . . .                          | 2000.— |
| 101 Maschinenfabrik in Esslingen . . . . .                             | 1000.— |
| 102 Bochumer Verein für Bergbau etc. . . . .                           | 1000.— |
| 103 Graf Egger G., Eisenwerksbesitzer zu Treibach . . . . .            | 100.—  |
| 104 Schmidt Friedr., k. k. Oberbaurath . . . . .                       | 500.—  |
| 105 Freiherr von Wodianer, Grosshändler . . . . .                      | 1500.— |
| 106 Freiherr von Haber, Fabriksbesitzer . . . . .                      | 1000.— |
| 107 Netke R., Agent . . . . .  | 500.—  |
| 108 Karst Franz, Ingenieur . . . . .                                   | 50.—   |
| 109 Rudolf Arthur, techn. Beamter zu Prag . . . . .                    | 20.—   |
| 110 Pokorny Josef, k. k. Ingenieur . . . . .                           | 25.—   |
| 111 von Lössl Friedr., Ingenieur . . . . .                             | 20.—   |
| 112 Jahn Johann, Ingenieur-Adjunct . . . . .                           | 20.—   |
| 113 Mihatsch Carl, Oberingenieur . . . . .                             | 30.—   |
| 114 Zipperling Hugo, Ingenieur in Simmering . . . . .                  | 50.—   |
| 115 Scherzer Johann, Bauführer in Dornbirn . . . . .                   | 50.—   |
| 116 Oraviczaer Paraffinfabrik . . . . .                                | 2000.— |
| 117 Thienemann Otto, Architekt (Vergl. Nr. 364) . . . . .              | 50.—   |
| 118 Paulik Friedrich, Tischlermeister . . . . .                        | 100.—  |
| 119 Bosch Johann, Asphaltfabrikant . . . . .                           | 100.—  |
| 120 Schwab Heinrich, Schieferdecker . . . . .                          | 100.—  |
| 121 Papatschy Anton, Hafnermeister . . . . .                           | 50.—   |
| 122 Pfaff Carl, Maschinenfabrikant . . . . .                           | 1200.— |
| 123 Rotter Eduard, Ingenieur . . . . .                                 | 20.—   |
| 124 v. Podhagsky Johann, Oberingenieur . . . . .                       | 30.—   |
| 125 Pontzen Ernest, techn. Consulnt . . . . .                          | 200.—  |
| 126 Holzhey Ed., k. k. Hauptmann . . . . .                             | 10.—   |
| 127 Becker L., Centralinspector . . . . .                              | 100.—  |
| 128 Neuberg-Mariazeller Gewerkschaft . . . . .                         | 500.—  |
| 129 Stradal Rudolf, Oberinspector . . . . .                            | 200.—  |
| 130 Topham Georg, Maschinenfabrikant . . . . .                         | 500.—  |
| 131 Dr. Winkler E., k. k. Professor . . . . .                          | 38.—   |
| 132 Schachner Friedr., Architekt . . . . .                             | 100.—  |
| 133 Escompte-Gesellschaft, n. ö. . . . .                               | 1000.— |
| 134 Gruber Fr., k. k. Hauptmann . . . . .                              | 10.—   |
| 135 Heinrich C. senior, Maschinenfabrikant . . . . .                   | 40.—   |
| 136 Schild C., techn. Beamter . . . . .                                | 15.—   |
| 137 Morawitz M., Inspector . . . . .                                   | 100.—  |
| 138 von Grimborg R., k. k. Professor . . . . .                         | 100.—  |
| 139 Kraupa Anton, Ingenieur . . . . .                                  | 15.—   |
| 140 Schiedsgericht-Honorar, von den Schiedsrichtern gewidmet . . . . . | 50.—   |
| 141 Tietz C., Architekt . . . . .                                      | 500.—  |
| 142 Goller G., k. k. Artillerie Oberwerkführer . . . . .               | 20.—   |
| 143 Dinelli Alfons, Schiffahrts-Inspector in Bazias . . . . .          | 20.—   |
| 144 Wotke Wilhelm, Architekt . . . . .                                 | 10.—   |
| 145 Fehringer Franz, Ingenieur in Wr. Neustadt . . . . .               | 50.—   |
| 146 Sochatzy H., k. k. Hauptmünzamt-Ingenieur . . . . .                | 10.—   |
| 147 v. Peche Carl, k. k. Hauptmann . . . . .                           | 10.—   |
| 148 Florianschütz F., Bergwerks-Ingenieur . . . . .                    | 5.—    |
| 149 Bucher L., General-Bau-Unternehmer . . . . .                       | 300.—  |
| 150 Urban Prokop, Telegraphen-Amts-Official . . . . .                  | 24.—   |
| 151 Leyser Eduard, Civil-Ingenieur . . . . .                           | 200.—  |
| 152 Zandra Ferd., Oberingenieur . . . . .                              | 30.—   |
| 153 Fink Pius, Oberingenieur (Siehe 361 und 365) . . . . .             | 70.—   |

|   | fl.    |
|---|--------|
| 154 Altgraf Salm-Reifferscheid Franz . . . . .                  | 1000.— |
| 155 v. Schimke Johann, kais. Rath und Director . . . . .        | 500.—  |
| 156 v. Keissler Carl, kais. Rath und Director . . . . .         | 500.—  |
| 157 Aichinger G., Generaldirector . . . . .                     | 500.—  |
| 158 Castor & Comp., Bauunternehmer . . . . .                    | 5000.— |
| 159 Strecker Alex., Civil-Ingenieur . . . . .                   | 200.—  |
| 160 Krupp's Gußstahlfabrik in Essen . . . . .                   | 1000.— |
| 161 Halmschläger Franz, Stadtbaumeister . . . . .               | 200.—  |
| 162 Bingler J., k. k. Hauptmann . . . . .                       | 10.—   |
| 163 Breviller et Comp . . . . .                                 | 1000.— |
| 164 Körösi J., Maschinenfabrikant in Graz . . . . .             | 500.—  |
| 165 Dingler H., senior, Maschinenfabrikant . . . . .            | 200.—  |
| 166 Dingler A., Civil-Ingenieur . . . . .                       | 100.—  |
| 167 v. Dreyhausen G., Ingenieur . . . . .                       | 1000.— |
| 168 Simmeringer Waggonfabrik . . . . .                          | 1000.— |
| 169 Hölzel Julius, Oberingenieur . . . . .                      | 20.—   |
| 170 Stach Friedr., Civil-Ingenieur . . . . .                    | 100.—  |
| 171 Pilarski Casimir, k. k. Oberingenieur . . . . .             | 50.—   |
| 172 Sueß Friedr., Fabriksbesitzer . . . . .                     | 200.—  |
| 173 Obach Th., Ingenieur . . . . .                              | 50.—   |
| 174 v. Horváth A., Gutsbesitzer in Kammer am Attersee . . . . . | 50.—   |
| 175 Dr. Sonndorfer R., k. k. Professor . . . . .                | 30.—   |
| 176 Baiersdorf & Biach, Bauunternehmer . . . . .                | 2000.— |
| 177 Böhmisches Westbahn . . . . .                               | 1000.— |
| 178 Grobben Franz, Ingenieur in Prag . . . . .                  | 15.—   |
| 179 Magniet C., Oberinspector in Prag . . . . .                 | 300.—  |
| 180 Marek Franz, k. Rath und Oberinspector in Prag . . . . .    | 100.—  |
| 181 Mráz Franz, General-Inspector in Prag . . . . .             | 300.—  |
| 182 Schebeck Joh., Civil-Ingenieur in Prag . . . . .            | 1000.— |
| 183 Schlüter H., Ingenieur in Prag . . . . .                    | 50.—   |
| 184 Schnabel C., Ober Verwalter in Prag . . . . .               | 50.—   |
| 185 v. Stummer Josef junior, Director . . . . .                 | 100.—  |
| 186 Rodler Th., Oberingenieur . . . . .                         | 20.—   |
| 187 Weiser Jos., Bauführer in Bregenz . . . . .                 | 30.—   |
| 188 Bibel Joh., Architekt in Oravicza . . . . .                 | 25.—   |
| 189 Hummel Jos., p. k. k. Ministerial-Secretär . . . . .        | 25.—   |

(Fortsetzung folgt.)

## Notizen.

Seine Majestät der Kaiser hat den Vereinsmitgliedern Herren Ferdinand Hoffmann, Oberinspector der General-Inspection der österr. Eisenbahnen taxfrei den Orden der eisernen Krone 3. Classe; — Eduard Ritter von Alker, kaiserlicher Rath und Centralinspector der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn den Titel eines Regierungsrathes mit Nachsicht der Taxen allergnädigst verliehen; — ferner die Herren Franz Segenschmid, Hofbaucontrolor, zum wirklichen Hofsecretär im k. k. Obersthofmeisteramte; — Johann Schön, Ingenieur der priv. Südbahn-Gesellschaft, zum ordentlichen Professor des Wasser-, Straßen- und Eisenbahnbaues am technischen Institute zu Brünn allergnädigst ernannt.

Herr Johann Bartel, Oberinspector und Baudirector-Stellvertreter der türkischen Eisenbahnen, hat das Officierskreuz des ottomanischen Medschidje-Ordens 4. Classe erhalten.

## Berichtigungen.

Seite 80 rechts, Zeile 12 von unten: Nach  $g$  fehlt der Factor  $dx dy$ .

" " " " 10 " " Das Glied  $g dx dy$  ist zu beseitigen; nach  $g$  fehlt der Factor  $dx dy$ .

" " " " Formel 2: Das zweite Glied und in der ersten Formel die rechte Seite sind negativ.

" 81 links Zeile 11 und 12 v. oben: „Componente  $X$  und  $Y$  in Richtung der  $x$  und  $y$ “ statt „Horizontalcomponente  $X$  und der Verticalcomponente  $Y$ .“

" " " " 15 von unten:  $AB$  statt  $AD$ .

" 82 rechts, Formel 17: Im Nenner  $A + B$  statt  $A - B$ .

" 84 links, Zeile 16 von unten: „Gleitflächen“ statt „Theilflächen“.

" 85 rechts, " 10 " "  $y$  statt  $y'$ .

" 89 " " 6 " oben:  $45^\circ + \frac{1}{2}\varphi$  statt  $90^\circ - \varphi$ .